

FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL CARRIJO BARRETO DE MATOS
MATRÍCULA: 21016114

**SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTOS EM EDIFÍCIOS DE
ESTRUTURA METÁLICA**

Brasília
2014

RAFAEL CARRIJO BARRETO DE MATOS

**SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTOS EM EDIFÍCIOS DE
ESTRUTURA METÁLICA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado como um dos requisitos para
a conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB - Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Eng.^o Civil William Bessa

**Brasília
2014**

RAFAEL CARRIJO BARRETO DE MATOS

**SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTOS EM EDIFÍCIOS DE
ESTRUTURA METÁLICA**

Trabalho de Conclusão de Curso
(TCC) apresentado como um dos
requisitos para a conclusão do curso
de Engenharia Civil do UniCEUB -
Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng.º Civil William Bessa

Brasília, 26 de Novembro de 2014.

Banca Examinadora

Engº. Civil: William Oliveira Bessa
Orientador

Engª. Civil: Nathaly Sarasty Narvaez
Examinador Interno

Engª Civil: Rosanna Duarte Fernandes Dutra
Examinador Interno

Agradecimentos

Àquelas pessoas com as quais passei os últimos cinco anos da minha vida, convivendo todos os dias dentro da sala de aula, saibam que cada dia foi de extrema importância para meu crescimento pessoal e profissional, em especial agradeço a Marco Antônio, Vinícius Klier, Pedro Henrique, Pedro Espíndola e Izabela Moreira.

A todos os professores que durante este longo período estiveram a dividir suas experiências profissionais e pessoais neste novo mundo que entro agora.

Aos colegas de trabalho pela troca de experiências e por fazer das minhas tardes mais animadas.

Pelo amor e compreensão da minha mãe Adriane Carrijo.

Pela coragem e incentivo de meu pai Luiz Carlos Barreto.

Por todos da minha família que me apoiaram na decisão de cursar engenharia civil, em especial minha tia Maria das Graças Barreto que desempenhou papel fundamental no decorrer deste processo.

Aos amigos encontrados no esporte, que me apresentaram o poder da auto superação, agradeço por cada um dos milhares de quilômetros de conversas e risadas que passamos juntos, especialmente agradeço a Rebeca Barbosa, Felipe Karan, Rafael Freitas, Camile Anjos, Kayo Benincasa e Luis Henrique.

A João da Costa Pantoja pelo auxílio na realização deste projeto.

Ao meu orientador William Oliveira Bessa pelo apoio, paciência e eficiência.

E por último e mais importante, agradeço a Deus, por tudo o que me proporcionou, pela vida, pelo seu amor, por estar sempre ao meu lado, por me permitir enxergar dos menores aos maiores acontecimentos da vida as maravilhas de sua criação, meu Deus eu Lhe agradeço.

RESUMO

Entende-se por estabilidade estrutural ou elementos estabilizantes tudo aquilo que se é utilizado com a finalidade de fornecer à estrutura a rigidez necessária para sua construção e utilização, não somente com a preocupação de manter a estrutura íntegra e evitar sua ruína. Os elementos estabilizantes em uma estrutura devem mantê-la em perfeito estado de utilização, para isso, a estrutura não deverá sofrer grandes deformações laterais causadas por qualquer tipo de interferência externa. Neste trabalho será apresentada a análise de um galpão e um edifício metálicos submetidos a combinações de esforços utilizando o software de modelagem e dimensionamento MCalc3D v.4.0. Foram propostos diferentes modelos de contraventamento com o objetivo de reduzir os deslocamentos laterais de forma a aperfeiçoar o modelo estrutural e atender as prescrições da NBR 8800/2008.

Palavras chaves: estabilidade, deslocamento, deformação, contraventamento.

ABSTRACT

It is understood by structural stability or stabilizing elements everything that is used in order to provide the necessary rigidity to the structure to its construction and use, not only in the interest of keeping the intact structure and prevent its ruin. Stabilizing elements in a structure are to keep it in perfect condition for use, the structure should not undergo large lateral deformations caused by external interference. This paper presents an analysis of a shed and a metal building subjected to combinations of effort by software of modeling and dimensioning MCalc3D v.4.0. Different models of bracings were proposed in order to reduce lateral displacements to optimize the structural model and meet the requirements of NBR 8800/2008.

Key words: stability, displacement, strain, bracings.

SUMÁRIO

RESUMO.....	5
1. INTRODUÇÃO.....	11
2. OBJETIVO	12
2.1. Objetivo Geral.....	12
2.2. Objetivo Específico	12
3. METODOLOGIA	13
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
4.1. Definição de contraventamento.....	14
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	37
5.1. Módulo I.....	37
5.1.1. Módulo I - Primeira solução	42
5.1.2. Módulo I – Segunda solução.....	44
5.1.3. Módulo I – Terceira solução.....	46
5.2. Módulo II.....	49
4.2.1. Módulo II – Primeira solução.....	54
4.2.2. Módulo II – Segunda solução.....	56
4.2.3. Módulo II – Terceira solução.....	58
5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Sistemas de contraventamento.....	14
Figura 2 – Sistemas de contraventamentos excêntricos.....	15
Figura 3 – Sistemas de Contraventamentos em larga escala.....	16
Figura 4 - Efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$	18
Figura 5 – Imperfeições geométricas.....	19
Figura 6 - Tensões residuais provenientes do processo de fabricação.....	21
Figura 7 – Modelo para análise de segunda ordem.....	25
Figura 8 - Efeito $P-\delta$	27
Figura 9 - Forças atuantes em uma barra que representa um pavimento de um edifício de múltiplos andares.....	29
Figura 10 - Esquema das forças horizontais fictícias ($\xi \sum P_i$).....	31
Figura 11 - Vista superior do galpão metálico (cotas em milímetros).....	38
Figura 12 - Vista frontal do galpão metálico.....	39
Figura 13 – Vista lateral do galpão metálico.....	40
Figura 14 - Pressões internas na estrutura do galpão.....	41
Figura 15 - Primeira solução de contraventamento para Módulo I.....	43
Figura 16 - Segunda solução de contraventamento para Módulo I (vista superior).....	45
Figura 17 - Segunda solução de contraventamento para Módulo I (vista lateral).....	45
Figura 18 - Terceira solução de contraventamento para Módulo I (vista lateral).....	47

Figura 19 – Vista superior do edifício metálico (cotas em milímetros).....	50
Figura 20 – Vista frontal do edifício metálico.....	51
Figura 21 – Vista lateral do edifício metálico.....	52
Figura 22 – Pressões de vento na edificação.....	53
Figura 23 - Primeira solução de contraventamento para Módulo II (vista lateral).....	55
Figura 24 - Primeira solução de contraventamento para Módulo II (vista superior).....	56
Figura 25 – Segunda solução de contraventamento para Módulo II (Vista lateral).....	57
Figura 26 – Segunda solução de contraventamento para Módulo II (Vista superior).....	58
Figura 27 – Terceira solução de contraventamento para módulo II (Vista lateral).....	59
Figura 28 – Terceira solução de contraventamento para módulo II (Vista superior).....	60

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Tolerância para imperfeições geométricas.....	20
Tabela 2 – Utilização dos perfis metálicos para Módulo I (estrutura não contraventada).....	42
Tabela 3 - Utilização dos perfis na primeira solução de contraventamento para Módulo I....	44
Tabela 4 – Utilização dos perfis na segunda solução de contraventamento para módulo I..	46
Tabela 5 – Utilização dos perfis na terceira solução de contraventamento para módulo I....	48
Tabela 6 – Deslocamentos horizontais observados no topo da estrutura.....	48
Tabela 7 – Utilização dos perfis metálicos para Módulo II (estrutura não contraventada).....	54
Tabela 8 – Utilização dos perfis na primeira solução de contraventamento para Módulo II..	56
Tabela 9 – Utilização dos perfis na segunda solução de contraventamento para Módulo II..	58
Tabela 10 – Utilização dos perfis na terceira solução de contraventamento para módulo II..	60
Tabela 11 – Deslocamentos laterais observados no topo da estrutura.....	61

1. INTRODUÇÃO

A crescente utilização dos sistemas estruturais em aço em todo o mundo se deve principalmente à sua facilidade de execução e fácil organização do canteiro de obras, sabe-se que os elementos estruturais em aço apresentam resistência relativa muito maior que elementos em concreto armado, o que possibilita a utilização de peças mais esbeltas e suscetíveis a deformações. Outro ponto a ser observado em estruturas de aço são as diferentes formas de ligações que podem ser realizadas entre os elementos estruturais, ligações essas que têm grande influência na definição da rigidez da estrutura.

Para o dimensionamento de uma estrutura, seja qual for, deve-se primeiramente atentar ao Estado Limite Último (ELU) que se trata basicamente em analisar a capacidade máxima da estrutura de forma a garantir sua integridade durante a utilização. O ELU pode se dar devido ao esgotamento da capacidade máxima da estrutura podendo gerar a ruptura de seções, deterioração e perda de estabilidade, resultando em grandes deslocamentos na estrutura.

Os deslocamentos em estruturas metálicas, devido à esbeltez das peças e a rigidez fornecida pelas ligações são geralmente de grande magnitude e, por isso, merecem atenção especial e devem ser um ponto específico de análise dentro do dimensionamento.

Devido à necessidade de atenção especial aos deslocamentos laterais sofridos pelas estruturas metálicas a NBR 8800/2008 apresenta diversos requisitos que devem ser atendidos para que a estrutura se apresente no padrão necessário para sua eficaz e segura utilização.

A estabilidade de uma estrutura metálica pode ser atingida por diferentes formas, porém, a mais eficaz e aplicada nos projetos estruturais são os contraventamentos, estes, são barras adicionadas na estrutura com a finalidade de impedir o deslocamento dos elementos estruturais aumentando assim a rigidez da estrutura.

2. OBJETIVO

2.1. Objetivo Geral

O trabalho que se apresenta tem o objetivo de analisar os deslocamentos laterais causados por esforços de vento em dois tipos de estrutura metálica e em seguida apresentar opções de contraventamento para estas estruturas de forma a minimizar estes deslocamentos e mantê-los dentro dos limites estabelecidos pela NBR 8800/2008.

2.2. Objetivo Específico

- Analisar o deslocamento de um edifício metálico de 12 pavimentos quando submetido a esforços causados pelo vento;
- Analisar o deslocamento de um galpão metálico quando submetido a esforços de vento;
- Analisar diferentes soluções de contraventamento que minimizem os deslocamentos causados em estruturas metálicas;
- Comparar os resultados obtidos nos diversos modelos de contraventamentos aplicados nas estruturas em termos de deslocamento lateral e consumo de aço por área construída

3. METODOLOGIA

Foram definidos dois modelos estruturais distintos, o primeiro (Módulo I) se baseia em um galpão metálico com vão de 15 metros, comprimento de 50 metros, cobertura em duas águas com treliças planas localizadas a cada 5 metros e pé direito de 6 metros. O segundo modelo estrutural (Módulo II) se trata de um edifício metálico comercial de escritório com 12 pavimentos e pé direito de 3 metros com uma altura total de 36 metros.

A partir dos modelos definidos com análise e processamento estrutural realizados no software MCalc3D v.4.0 pode-se aplicar o carregamento de vento usual para edificações construídas no Distrito Federal e, analisando os deslocamentos laterais dos modelos estruturais, foi definido três tipos diferentes de subestruturas de contraventamento com a finalidade de minimizar estes deslocamentos. Como forma de comparar os resultados se apresenta o percentual de utilização (PU) das barras da estrutura não contraventada e das três soluções de contraventamento analisada bem como o deslocamento final com cada tipo de subestrutura.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

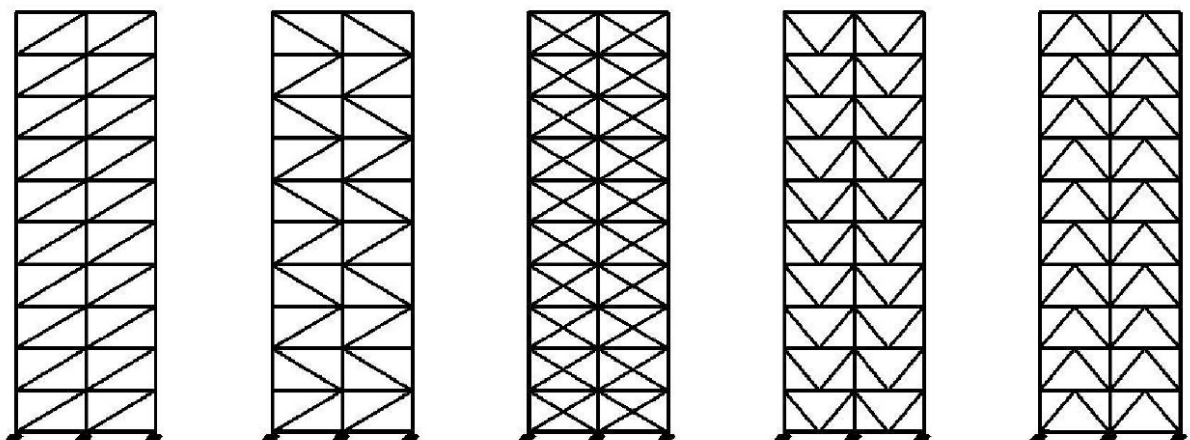
4.1. Definição de contraventamento

Contraventamentos são compostos por barras adicionadas às estruturas com a finalidade de reduzir ou impedir deslocamentos horizontais, utilizados principalmente para fornecer estabilidade às estruturas que sofrem ação do vento, podem ser utilizados na vertical (travamento de vigas e pilares) ou na horizontal (travamento de coberturas).

Os contraventamentos devem ser utilizados para edifícios de pequeno porte, caso estejam submetidos às ações de vento ou apresentem grande esbeltez, já para edifícios de grande porte e múltiplos andares, os contraventamentos devem ser considerados parte primordial do projeto devido aos deslocamentos horizontais provocados pelo vento que o edifício poderá sofrer em sua vida útil devido à utilização e vento.

A forma para se conceber um sistema de contraventamento irá depender das necessidades de utilização do edifício, porém, as formas mais usuais estão apresentadas na Figura 1 que são respectivamente, o sistema de simples diagonal, diagonal dupla, em “X”, em “V” e em “V” invertido.

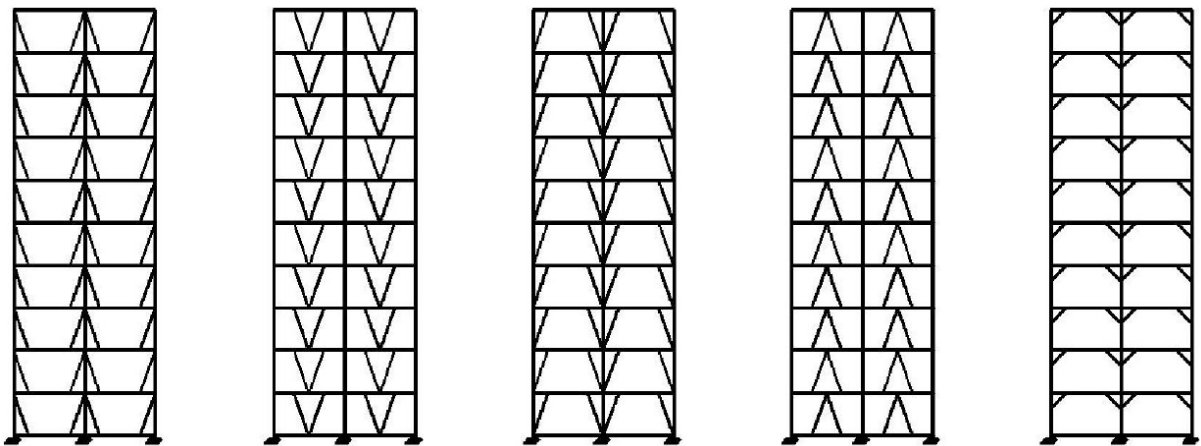
Figura 1 – Sistemas de contraventamento;



Fonte: ROBERTO, JOSÉ 2009;

Pode-se utilizar também, afim reduzir a obstrução causada lateralmente, os contraventamentos excêntricos, que não formam triângulos completos como mostra a Figura 2. As conexões entre barras são afastadas ocasionando em um contraventamento menos rígido e de menor eficiência do que aqueles onde as barras formam triângulos completos, chamados concêntricos.

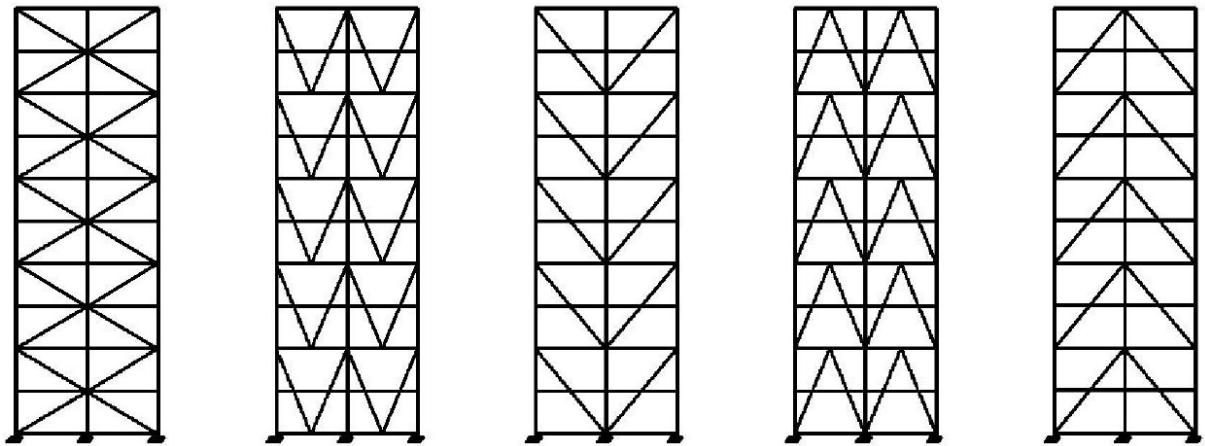
Figura 2 – Sistemas de contraventamentos excêntricos;



Fonte: ROBERTO, JOSÉ 2009;

A outra forma de contraventamento utilizada principalmente para prédios de grande altitude são os contraventamentos de larga escala, que possibilitam a amarração de mais de um andar, obtendo assim de forma mais homogênea a distribuição de cargas gravitacionais e horizontais criando formas altamente eficientes e estão apresentados na Figura 3.

Figura 3 – Sistemas de contraventamentos em larga escala;



Fonte: ROBERTO, JOSÉ 2009;

4.2. Estado Limite Último

O Estado Limite Último (ELU) pode ser definido como o esgotamento da capacidade de sustentação de uma estrutura, que pode provocar colapso da estrutura como um todo, ruptura de seções, deterioração por fadiga e, o objeto principal deste estudo, a perda de estabilidade.

Kanchalai e Le Wu (1979) defendem a ideia de que pórticos suscetíveis a deslocamentos horizontais apresentam maior propensão à falha por instabilidade que por plastificação de seus elementos e aprovam que para a análise de estrutura que apresentem deslocamento, deve ser realizado um estudo de estabilidade.

4.2.1. Classificação estrutural quanto aos sistemas resistentes de ações horizontais

A NBR 8800/2008 classifica as estruturas quanto aos deslocamentos laterais de duas formas, estruturas contraventadas e não contraventadas. No processo de análise da estrutura é possível identificar diversas subestruturas que por meio de sua rigidez são responsáveis por resistir à grande parte das parcelas de esforços laterais.

A rigidez das estruturas pode ser dada de duas formas, a primeira seria pela alta rigidez dos nós e elementos estruturais, o que criaria um pórtico rígido o suficiente para resistir a esforços laterais sem grandes deslocamentos e a segunda forma seria com o auxílio de barras de contraventamento para impedir que as ligações rotuladas ou elementos esbeltos se desloquem excessivamente.

4.2.2. Classificação estrutural quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

A NBR 8800/2008 classifica as estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais usando como base os coeficientes, u_2 , que é o deslocamento relativo do andar a base obtida numa análise de segunda ordem e o coeficiente, u_1 , que é o deslocamento relativo do andar a base obtida numa análise de primeira ordem.

Tendo a razão u_2/u_1 , obtemos resultados que classificam a estrutura em:

- $u_2/u_1 < 1,1$ – Estrutura de pequena deslocabilidade;
- $1,1 \leq u_2/u_1 < 1,4$ – Estrutura de média deslocabilidade;
- $u_2/u_1 \geq 1,4$ – Estrutura de alta deslocabilidade;

A NBR 8800/2008 em seu Anexo D permite a aproximação da relação entre o deslocamento do andar relativo à base entre análise de segunda ordem e o obtido na análise de primeira ordem, como citado acima, pelo coeficiente B_2 , sem a consideração de imperfeições iniciais de materiais.

É importante apresentar o conceito de que classificação quanto ao sistema de contraventamento é baseada na rigidez relativa entre sistema de contraventamento e estrutura. A classificação da estrutura em relação aos deslocamentos laterais pode dar uma ideia do nível de rigidez da estrutura às ações horizontais. Portanto, é possível que a estrutura apresente sistema de contraventamento suficientemente rígido, mas apresente deslocamentos elevados e seja classificada como deslocável.

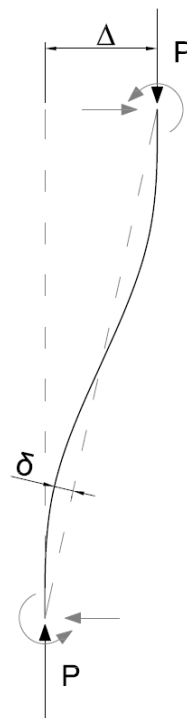
4.2.3. Efeitos que contribuem para perda de estabilidade dos pórticos

Segundo Galambos (1998) os fatores que devem ser destacados em projeto que apresentam grande influência na estabilidade das estruturas são principalmente:

- Efeito $P-\Delta$: Força axial associada à rotação da corda (Figura 4);
- Efeito $P-\delta$: Força axial associada ao deslocamento do eixo da barra em relação à corda (Figura 4);
- Imperfeições geométricas locais e globais (Figura 5);
- Tensões residuais (Figura 6);
- Plastificação ao longo dos elementos;
- Condição de vínculo dos elementos;
- Sistema estrutural englobando ligações e contraventamentos;

Com a análise estrutural de segunda ordem ou por meio de métodos aproximados de amplificação dos esforços internos obtêm-se os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ (Figura 4), fundamentais para realização de projetos de estruturas metálicas.

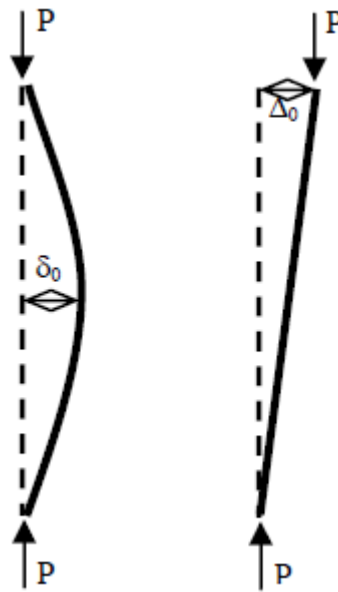
Figura 4— Efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$;



Fonte: ASCE, 1997;

As imperfeições geométricas locais se dão pelos processos de fabricação, armazenagem e transporte enquanto as globais se dão pelo processo de montagem da estrutura conforme Figura 5.

Figura 5 – Imperfeições geométricas;



Fonte: DÓRIA, 2007;

A ASCE (1997) fornece uma lista com tolerâncias admitidas por diversas normas e regulamentos para imperfeições geométricas iniciais conforme apresentado na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1 – Tolerância para imperfeições geométricas

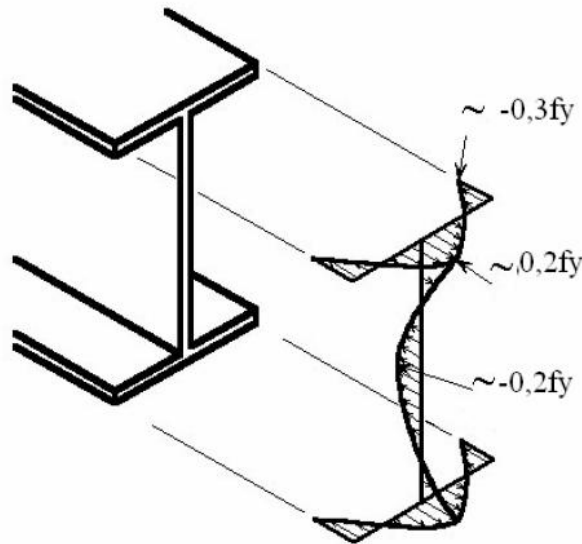
	δ_0/L	Δ_0/h
AISC (2005)	1/1000	1/500
CSA – S 16.1 (1994)	1/1000	1/1000
AS 4100 – 1990	1/1000 ou 3mm	1/500
prEN 1993 – 3 (2004)	1/1000	1/500
NBR 8800/2008	1/1000	1/500
δ_0 e Δ_0 conforme a Figura 4		
L é o comprimento da barra		
h é a altura do pavimento		

Nas estruturas cujo efeito P- δ é de controle rigoroso, estas imperfeições geométricas acrescentam uma contribuição significativa na perda de capacidade da estrutura.

O método da análise direta utilizado pela NBR 8800/2008 propõe que seja feita a representação das imperfeições globais através da aplicação de forças horizontais fictícias aplicadas nas laterais dos pavimentos.

As tensões residuais, responsáveis pela antecipação das deformações plásticas na seção, são originadas principalmente no processo de fabricação. Segundo Galambos (1998), no processo de laminação, tensões resultantes do gradiente térmico da seção transversal do perfil podem atingir cerca de 30% da resistência ao escoamento (f_y) do aço (Figura 6).

Figura 6 – Tensões residuais provenientes do processo de fabricação



As tensões residuais são levadas em consideração no método de análise direta com a minoração das rigidezes axial e à flexão dos elementos do projeto.

As condições de vinculação e ligações das estruturas são facilmente modeladas em programas computacionais como rígidas flexíveis ou até mesmo semirrígidas, portanto, estruturas de contraventamentos que reduzam a instabilidade dos pórticos podem facilmente ser aplicadas nos projetos.

4.2.4. Solicitação de compressão e flexão combinadas

Na grande maioria dos casos os elementos estruturais não estão submetidos apenas às solicitações de flexão ou força axial isoladamente, por isso a NBR 8800/2008 recomenda a utilização das seguintes expressões de interação para solicitações de momento fletor e força normal quando atuando simultaneamente em uma barra.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{para} \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$$

(1)

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{para} \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$$

(2)

Onde:

N_{Sd} ; N_{Rd} - Esforço solicitante de cálculo e esforço resistente de cálculo respectivamente para esforços de tração ou compressão;

$M_{x,Sd}$; $M_{x,Rd}$ - Esforço solicitante de cálculo e esforço resistente de cálculo respectivamente na direção do eixo X da barra;

$M_{y,Sd}$; $M_{y,Rd}$ - Esforço solicitante de cálculo e esforço resistente de cálculo respectivamente na direção do eixo Y da barra;

Nos procedimentos que envolvem o cálculo do comprimento efetivo de flambagem, o comprimento real do elemento é aumentado, portanto o resultado final das equações é aumentado devido à diminuição na força normal de compressão resistente de cálculo.

Como uma das consequências dos efeitos de segunda ordem é o aumento dos momentos solicitantes de cálculo, o resultado final das expressões pode também ser aumentado devido aos efeitos de segunda ordem aplicados à estrutura.

O método da análise direta é uma forma de avaliação aproximada dos efeitos desestabilizantes das imperfeições geométricas além da análise de segunda ordem. Deste modo, esse método busca representar o comportamento dos elementos submetidos a solicitações de flexão e compressão combinadas sem precisar recorrer ao cálculo do comprimento efetivo de flambagem.

4.2.5. Comprimento efetivo de flambagem

O comprimento de flambagem é uma estratégia utilizada em projeto para avaliar a capacidade de carga normal em uma barra, para a definição do coeficiente

de flambagem é de extrema importância a definição a priori das condições de apoio e ligação da barra analisada conforme apresenta a NBR 8800/2008 em seu Anexo E, que trata exclusivamente da força axial de flambagem elástica e coeficiente de flambagem.

4.2.6. Efeitos de segunda ordem

Quando esforços axiais são aplicados à uma barra vertical, pode-se encontrar apenas diagramas de esforços normais na mesma, porém, quando se aplica um esforço axial a uma barra, com uma de suas extremidades deslocada devido à uma ação horizontal, irá surgir um deslocamento do eixo e corda da barra $P-\delta$ e $P-\Delta$ respectivamente.

A NBR 8800/2008 apresenta em seu anexo D o método de amplificação dos esforços solicitantes de forma a levar em consideração para o projeto o acréscimo dos momentos causados por solicitações de segunda ordem. A partir dos fatores B_1 e B_2 pode-se estimar estes esforços conforme as equações abaixo:

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3)$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (4)$$

Onde:

M_{nt} e N_{nt} – Momento fletor e esforço normal solicitante de cálculo respectivamente, obtidos através da análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente devido à utilização de contenções horizontais fictícias em cada andar, conforme Figura 7 (b).

M_{lt} e N_{lt} – Momento fletor e esforço normal solicitante de cálculo respectivamente, obtidos através da análise elástica de primeira ordem,

correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, utilizando os resultados de forças aplicados pelas contenções fictícias da estrutura “nt” em direção contrária conforme Figura 7 (c).

O coeficiente B_1 é dado pela expressão:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (5)$$

Onde:

N_e – É a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, as imperfeições iniciais do material;

N_{sd1} - É a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada em análise de primeira ordem ($N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt}$);

C_m – É um coeficiente igual a:

– Se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão:

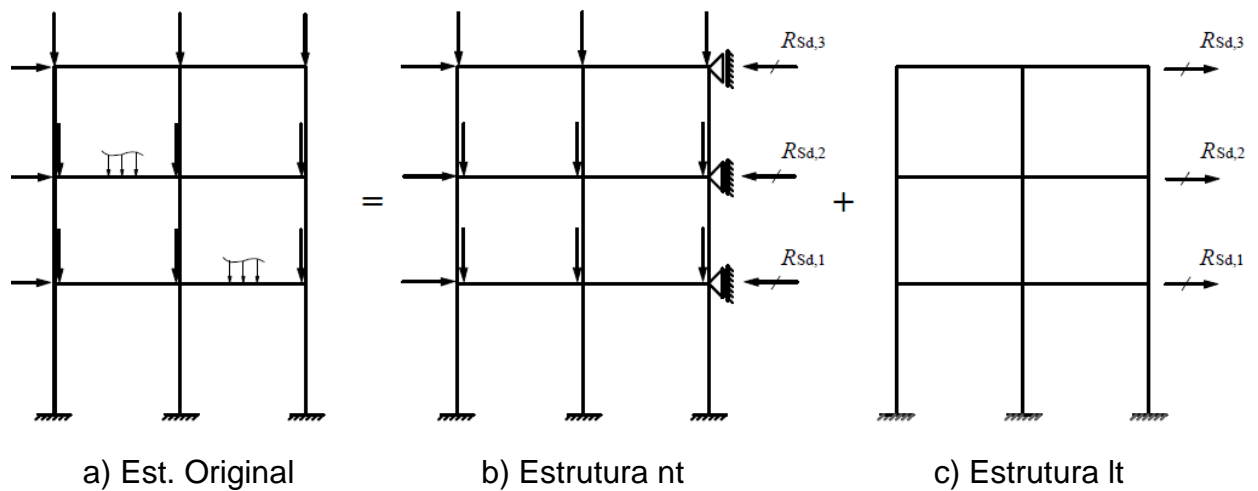
$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (6)$$

Sendo M_1/M_2 a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores de cálculo solicitante da estrutura “nt” no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos criarem curvatura reversa e negativa quando criarem curvatura simples ($M_1 = M_{nt1}$; $M_2 = M_{nt2}$);

- Se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de C_m deve ser tomado por análise racional ou definido conservadoramente como 1,0.

Se a força axial de cálculo na barra for de tração, o coeficiente B_1 deve ser tomado como 1,0.

Figura 7 – Modelo para análise de segunda ordem;



Fonte: ABNT, NBR 8800/2008;

O coeficiente B_2 é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \cdot \frac{\Delta_h}{h} \cdot \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (7)$$

Onde:

$\sum N_{sd}$ - É a carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertencem a essas subestruturas;

R_s - É um coeficiente de ajuste igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente de ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos os quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e igual a 1,0 para todas as outras estruturas;

Δ_h - É o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido na análise de primeira ordem, na estrutura original (Figura 7 (a)) ou na estrutura “lt” (Figura 7 (c)). Se Δ_h possuir valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, conservadoramente, o maior valor;

ΣH_{sd} - É a força cortante atuando no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes usadas para determinar Δ_h e obtida na estrutura original (Figura 7 (a)) ou na estrutura “lt” (Figura 7 (c))

H - É a altura do andar (distância entre eixos das vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar);

A força cortante solicitante de cálculo pode ser tomada igual à estrutura original com análise elástica de primeira ordem, ou igual a:

$$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt} \quad (8)$$

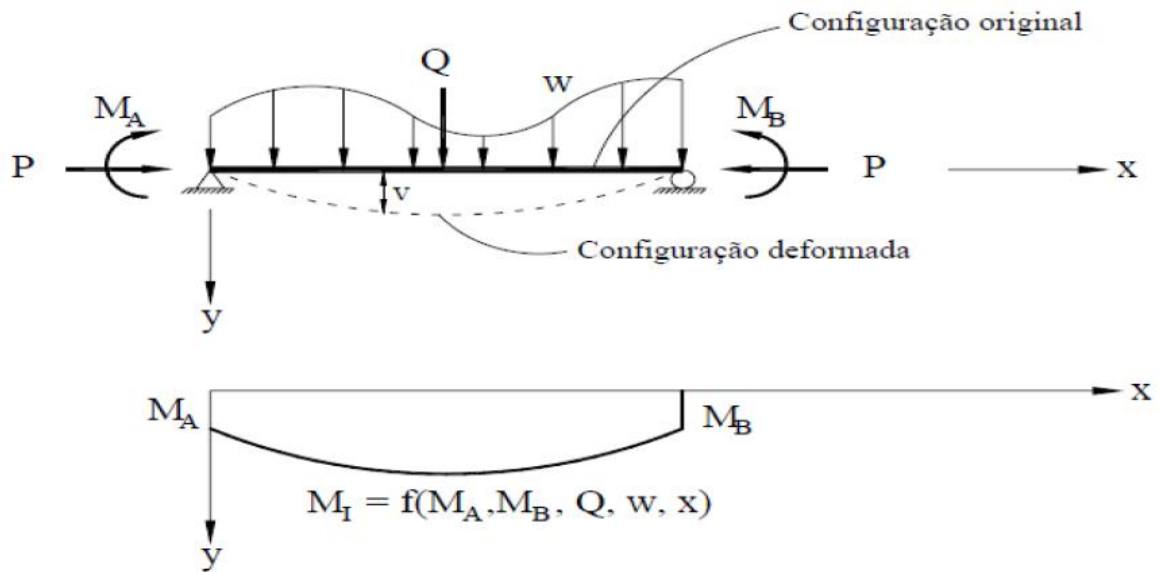
Onde V_{nt} e V_{lt} são as forças cortantes solicitantes de cálculo nas estruturas “nt” e “lt” respectivamente.

4.2.6.1. Efeito P- δ

A influência do efeito P- δ pode ser facilmente visualizada por um sistema formado por viga biapoada onde existam carregamentos axiais transversais e momentos aplicados. Na Figura 8 podem-se observar as forças M_A , M_B , Q e W que

provocam deslocamentos primários, M_I e v_I . Além disso podemos observar o deslocamento causado pela força P aplicada sobre esses deslocamentos primários, denominado efeito $P-\delta$, que resulta em esforços e deslocamentos secundários M_{II} e v_{II} respectivamente.

Figura 8 – Efeito $P-\delta$;



Fonte: AVAKIAN, 2007;

A amplificação dos esforços causados por esse efeito é representado pelo coeficiente B_1 apresentado na Equação 5, deduzida por Salmon e Johnson (1996). Esta equação admite que a perda de estabilidade ocorra apenas no sentido da flexão e que o momento fletor de segunda ordem assume uma forma senoidal.

O coeficiente C_m já definido na Equação 6 pode ser também deduzido para barras carregadas transversalmente por análise racional apresentada pela expressão a seguir (SALMON; JOHNSON, 1996):

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \delta_1}{M_{nt} L^2} - 1 \right) \frac{N_{sd1}}{N_e}$$

(9)

Onde:

M_{nt} - Momento fletor solicitante de cálculo no meio do vão, obtido em análise de primeira ordem, devido o carregamento transversal (estrutura nt);

δ_1 – Deslocamento transversal no meio do vão, obtido em análise elástica de primeira ordem, devido carregamento transversal (estrutura nt);

EI – Rigidez à flexão da barra considerada para cálculo;

L - Comprimento da barra considerada para cálculo;

Para a Equação 9, o termo entre parênteses pode ser substituído por 0,028 para quando se tratar de barras birrotuladas com carregamento transversal uniformemente distribuído. Para outros casos usuais (SALMON; JOHNSON, 1996) de carregamentos transversais e vinculações em pórticos, esse valor se apresenta negativo, portanto, algumas normas permitem substituir por 1,0, como já comentado no item 3.2.6.

Vale lembrar que, para barras com carregamentos transversais, C_m se torna parte integrante do coeficiente $B1$, já para barras sem forças transversais e com momentos aplicados nas extremidades, C_m se torna um fator de uniformização dos momentos.

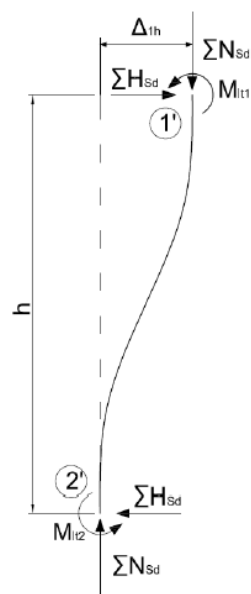
4.2.6.2. Efeito $P-\Delta$

Para a avaliação do efeito global de 2ª ordem, segundo Salmon e Johnson (1996), a análise pode ser realizada utilizando uma barra que representa um pavimento qualquer da estrutura, essa barra é então submetida a todos os esforços atuantes no pavimento, isto é, o somatório das forças normais de todos os pilares do pavimento ($\sum N_{sd}$) e o somatório das forças cortantes atuantes nos pilares deste pavimento ($\sum H_{sd}$).

Os efeitos globais de segunda ordem neste caso se baseiam na sobreposição das forças axiais ao deslocamento já causado por força cortante na barra, isto é,

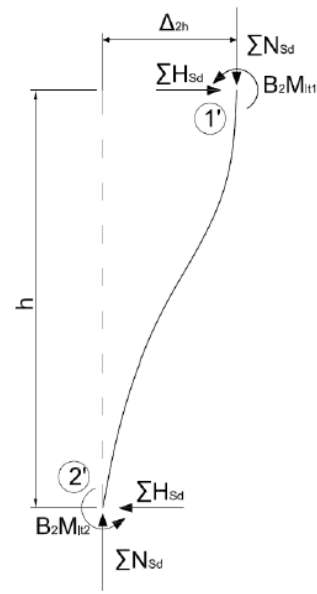
quando a força horizontal é aplicada na barra ($\sum H_{sd}$), surge um deslocamento de 1ª ordem chamado (Δ_{1h}). Logo em seguida se aplica a força axial ($\sum N_{sd}$) que, interagindo com o deslocamento de primeira ordem (Δ_{1h}) criará uma amplificação no momento de primeira ordem ($\sum H_{sd} h$) no valor de $\sum N_{sd} \Delta_{1h}$. Assim a estrutura atinge seu valor de deformação final Δ_{2h} (deslocamento de 2ª ordem), e pode ser visualizado na Figura 9 a seguir:

Figura 9 – Forças atuantes em uma barra que representa um pavimento de um edifício de múltiplos andares; (a) Análise de primeira ordem; (b) Análise de segunda ordem;



$$M_{it1} + M_{it2} = \sum H_{sd} h$$

(a)



$$B_2(M_{it1} + M_{it2}) = \sum H_{sd} h + \sum N_{sd} \Delta_{2h}$$

(b)

Fonte: SALMON; JOHNSON, 1996;

Admite-se que o comportamento entre os andares seja independente e que a rigidez (R) da estrutura seja a mesma para a estrutura analisada em primeira e segunda ordem, é possível relacionar os deslocamentos de primeira e segunda ordem fazendo uso de uma força horizontal equivalente ao momento fletor criado pelos efeitos globais de segunda ordem ($\sum N_{sd} \Delta_{2h}/h$).

$$R = \frac{\sum H_{sd}}{\Delta_{1h}} = \frac{\sum H_{sd} + \frac{\sum N_{sd}\Delta_{2h}}{h}}{\Delta_{2h}} \quad (10)$$

Resolvendo a Equação 10 se obtêm o resultado do deslocamento total (Δ_{2h}):

$$\Delta_{2h} = \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta_{1h} \sum N_{sd}}{h \sum H_{sd}}} \right) \Delta_{1h} = B_2 \Delta_{1h}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{1h} \sum N_{sd}}{h \sum H_{sd}}} \quad (11)$$

Para as expressões 10 e 11 seguem:

Δ_{1h} – Deslocamento relativo entre dois pavimentos consecutivos obtido em análise de primeira ordem na estrutura original ou estrutura It;

$\sum H_{sd}$ – Somatório de todas as forças transversais de cálculo atuantes nos pilares do pavimento analisado que produzem deslocamento Δ_{1h} ;

$\sum N_{sd}$ – Somatório de todas as forças axiais ou gravitacionais atuantes no pavimento considerado;

h – Altura do andar que está sendo analisado;

O coeficiente de amplificação do momento apresentado pela Equação 11 é proposto pela NBR 8800/2008, porém, foi acrescentado um coeficiente “Rs” que contabiliza a influência do efeito P- δ e pode ser 0,85 ou 1,0 conforme apresentado no item 3.2.6 Equação 7.

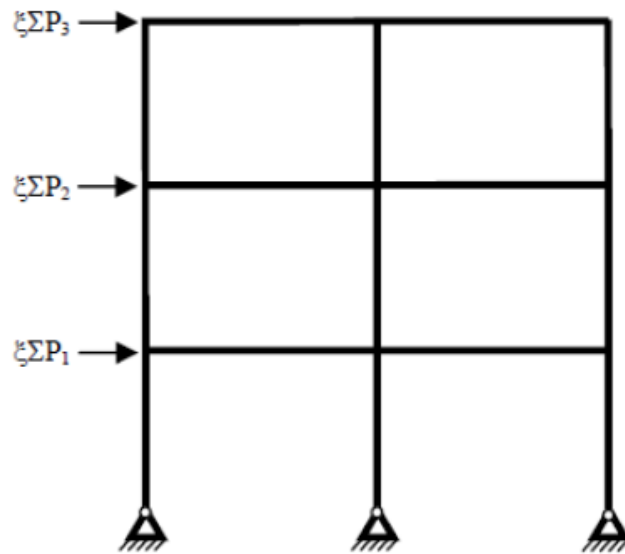
Chen e Lui (1991) acrescentam às limitações desse método, o fato dos resultados serem adequados apenas para estruturas que apresentem solicitações e

deformações horizontais. Isso se deve ao fato de considerar, para o coeficiente de amplificação do efeito $P-\Delta$, que cada andar do edifício tem comportamento independente dos demais pavimentos do pórtico.

4.2.7. Método da análise direta

O método da análise direta ou Direct Analysis Method foi proposto pela ANSI/AISC 360-10 e consiste em considerar as imperfeições geométricas globais e de materiais utilizando forças horizontais fictícias, considerando o $\xi \sum P_i$ igual a 0,2% do valor das cargas gravitacionais atuantes no pavimento analisado, e da redução da rigidez axial ($EA_{\text{Red}} = 0,8EA$) e à flexão ($EI_{\text{Red}} = 0,8\tau_b EI$), respectivamente.

Figura 10 – Esquema das forças horizontais fictícias ($\xi \sum P_i$);



Fonte: DÓRIA, 2007;

O parâmetro τ_b é definido segundo dois intervalos, estes são:

$$\tau_b = \begin{cases} 1,0 & \text{se } \frac{N_{Sd}}{N_y} \leq 0,5 \\ 4,0 \frac{N_{Sd}}{N_y} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_y} \right) & \text{se } \frac{N_{Sd}}{N_y} > 0,5 \end{cases}$$

(12)

Na expressão (12) anterior N_{sd} e N_y são respectivamente a força normal solicitante e a força normal correspondente ao escoamento da seção transversal da barra. Pode-se também adotar $\tau_b = 1,0$, desde que seja somado 0,1% da carga gravitacional aplicada sobre os pilares e demais elementos resistentes do pavimento. Esse procedimento foi adotado e é utilizado pela ABNT NBR 8800/2008.

4.2.7.1. Determinação dos esforços solicitantes

A NBR 8800/2008 prevê os esforços solicitantes na estrutura quanto à sua deslocabilidade (conforme apresentado no Item 3.2.2). As recomendações para cada categoria de estrutural estão apresentadas a seguir.

4.2.7.1.1. Pequena deslocabilidade

Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais globais devem ser levados em conta na análise, considerando um deslocamento horizontal interpavimento relativo de $h/333$ (em cada andar), sendo h a altura do andar analisado.

Também pode-se avaliar esses efeitos aplicando em cada andar da estrutura uma força horizontal fictícia de 0,3% do valor das cargas gravitacionais e outros elementos resistentes a cargas verticais referentes ao andar analisado, não sendo necessário somá-las às reações horizontais de apoio.

Os efeitos dessas imperfeições geométricas devem ser considerados em duas direções em planta, ortogonais, da estrutura que forneçam o maior efeito desestabilizador. Nas estruturas onde não houver esforços horizontais, as solicitações devem ser analisadas como um carregamento mínimo de cálculo. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais não precisam ser considerados nesta análise.

A norma recomenda que sejam desconsiderados os efeitos globais de segunda ordem para estruturas de pequena deslocabilidade desde que sejam atendidas as seguintes exigências:

- As forças axiais solicitantes de cálculo atuantes nas barras cuja rigidez axial contribuam para a estabilidade lateral da estrutura, em todas as combinações últimas de ações, não sejam superiores a 50% da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal das mesmas;

- os efeitos das imperfeições geométricas iniciais globais sejam adicionados a todas as combinações de esforços, principalmente aquelas onde atuem ações variáveis devido ao vento.

Neste caso os efeitos locais de segunda ordem continuam sendo calculados conforme Item 3.2.6.1, porém, utilizando as grandezas da estrutura original (Figura 7(a)) para definição do seu valor.

4.2.7.1.2. Média deslocabilidade

Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais globais devem ser considerados assim como para as estruturas de pequena deslocabilidade, portanto, estes efeitos serão entendidos como uma solicitação lateral mínima para estruturas que não sofrerem esforços laterais.

As imperfeições iniciais de material por sua vez devem ser levadas em consideração. Essa recomendação é atendida através da redução das rigidezes axial e à flexão das barras para 80% do seu valor inicial.

4.2.7.1.3. Grande deslocabilidade

Nas estruturas de grande deslocabilidade, alternativamente à análise rigorosa quanto às não linearidades geométricas e de material, pode-se utilizar o procedimento de análise para estruturas de média deslocabilidade. Isto poderá ser feito desde que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais globais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem as ações variáveis devido ao vento.

4.3. Estado Limite de Serviço

Os sistemas estruturais devem ser concebidos de forma a atender uma gama de funcionalidades, por sua vez devem ter elementos onde sua rigidez atenda a requisitos de máximas flechas, deslocamentos horizontais, vibrações, entre outros requisitos que contribuam para um uso seguro da estrutura. Embora na maioria das vezes a segurança não é diretamente afetada pelo estado limite de serviço (ELS), ignorá-lo pode trazer grandes consequências.

Três indícios gerais no comportamento de uma estrutura são indicativos no comprometimento do serviço de uma estrutura de aço (ANSI/AISC 360-10):

- Deslocamentos excessivos, sejam eles, flechas, deformação ou rotação e deslocamento lateral que podem afetar a aparência, a função ou a drenagem de um edifício ou possam causar danos a elementos não estruturais como, divisórias, fechamentos e forro, bem como suas ligações devido à transferência de carregamentos;
- Vibrações excessivas que possam ser causadas pelas atividades de ocupação do edifício, efeito da ação do vento ou equipamentos mecânicos que resultem em mau funcionamento dos mesmos ou desconforto para os usuários;
- Danos permanentes e excessivos localizados, bem como, plastificação localizada, flambagem, deslizamento e fissuração ou deterioração causada por ações intempéries durante a vida útil da estrutura.

4.3.1. Deslocamentos laterais

Os deslocamentos laterais de um edifício é um estado limite de serviço causado principalmente pela ação do vento. Conforme West e Fisher (2003), o intervalo de recorrência recomendado para determinar a ação do vento aplicada em verificações não catastróficas é de 10 anos, o que corresponde aproximadamente a 75% da pressão do vento com período de retorno de 50 anos. Na prática, para

verificação de deslocamentos laterais têm-se aplicado o mesmo intervalo para os estados limites últimos (50 a 100 anos).

O controle dos danos aos fechamentos e partições é atribuído aos limites das flechas das vigas, em conjunto à restrição do deslocamento horizontal de topo dos pilares e deslocamento relativo intrapavimento.

Normalmente, a forma de avaliação dos danos a elementos não estruturais é realizada apenas pela componente horizontal da distorção, sendo assim, o potencial dano causado pelo deslocamento vertical oriundo do encurtamento entre pilares do painel analisado não é incluído em análise.

Vale lembrar que, os limites de controle de deslocamentos laterais dos pavimentos de um edifício sobre a ação do vento não garantem o nível de conforto necessário aos usuários quanto à percepção de movimento da estrutura (TALLIN; ELLINGWOOD, 1984). Islam, Ellingwood e Corotis (1990) demonstram a importância da contribuição da massa e do amortecimento, que, juntamente com a rigidez definirão os parâmetros que afetariam a aceleração dos edifícios altos.

4.3.2. Avaliação normativa quanto aos deslocamentos laterais

A NBR 8800/2008 faz recomendações para as combinações e, em seu Anexo C, apresenta os limites aceitáveis para deformações horizontais. Apesar de os danos às vedações causadas por movimentos laterais excessivos fazer parte de um estado limite irreversível, dá a entender que a NBR 8800/2008 os inclui às combinações frequentes de serviço quando as define. E entretanto, no Anexo C, a norma brasileira avalia danos a paredes e forros como combinação rara de serviço.

Para a verificação dos deslocamentos laterais a ANSI/AISC 360-10 recomenda a expressão a seguir (ASCE/SEI 7-10):

$$D + 0,5L + W_a$$

(13)

Onde:

D – valor característico das ações permanentes;

L – valor característico das ações variáveis;

W_a – valor característico da ação do vento.

A velocidade do vento no caso da expressão (13) fica a critério do engenheiro calculista segundo as funções da edificação que devem ser atendidas.

A norma brasileira que trata das estruturas de concreto armado recomenda limites de deslocamentos muito mais rígidos para os deslocamentos globais ($H/1700$) e para os intrapavimentos ($H_i/850$), sendo H e H_i as distâncias de topo da estrutura à base e a distancia entre pavimentos respectivamente.

Em relação aos deslocamentos horizontais a NBR 8800/2008 limita em $H/400$ e $h/500$ os deslocamentos do topo dos pilares em relação à base e deslocamento entre pavimentos consecutivos, respectivamente quando se trata de edifícios com mais de 2 andares. Os parâmetros H e h referem-se às distâncias avaliadas.

Segundo a ANSI/AISC 360-10 os valores limites para os deslocamentos de topo giram entre $H/100$ e $H/600$ e para os deslocamentos intrapavimentos $h/200$ e $h/600$. Essa norma, quando não houver estudos específicos, recomenda também os limites aceitáveis de deslocamentos laterais intrapavimentos para elementos não estruturais.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Será apresentada a análise e deslocamentos de duas estruturas com modelos estruturais diferentes, a primeira, Módulo I, que se trata de um galpão metálico com pé direito de 6m e área de 750m² e a segunda, Módulo II, se trata de um edifício metálico de 12 pavimentos com pé direito de 3m e área construída total de 7200m².

As duas estruturas foram submetidas a três diferentes soluções de contraventamento a fim de reduzir os deslocamentos laterais e serão apresentadas detalhadamente nos tópicos que seguem. Ao final de cada tópico apresenta-se uma tabela com as localizações e nomenclatura dos perfis metálicos utilizados no dimensionamento, peso total em aço, juntamente com o Percentual de Utilização (PU) máximo e mínimo encontrado no dimensionamento das barras, este percentual de utilização é o quociente da solicitação pela resistência encontrado em cada barra da estrutura.

5.1. Módulo I

Para o Módulo I (galpão metálico) foi realizada uma cobertura em treliças planas a cada 5m com montante central de 1m de altura na direção do menor vão. Foram consideradas ligações flexíveis para a cobertura e viga de travamento no meio do comprimento dos pilares, aplicou-se esforço de vento na direção do maior vão do galpão e foi selecionado o ponto de maior deslocamento na cobertura para ser analisado, estas definições ficam mais compreensíveis analisando as Figuras 11, 12 e 13. A combinação de esforço utilizada para o dimensionamento considerou a carga permanente em sua totalidade, carga de vento como variável principal e sobrecarga de utilização como secundária.

Figura 11 – Vista superior do galpão metálico (cotas em milímetros);

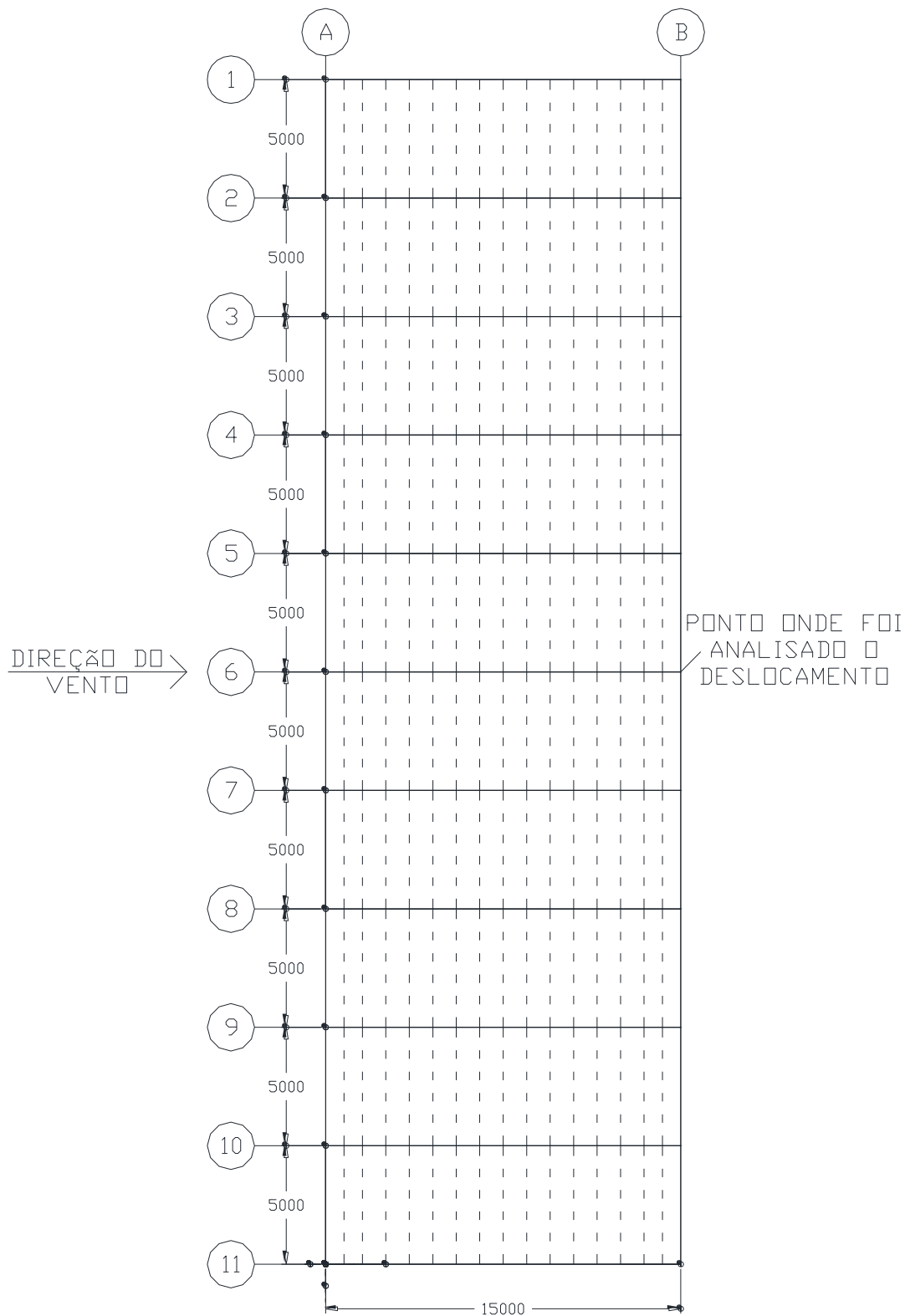


Figura 12 – Vista frontal do galpão metálico (cotas em milímetros)

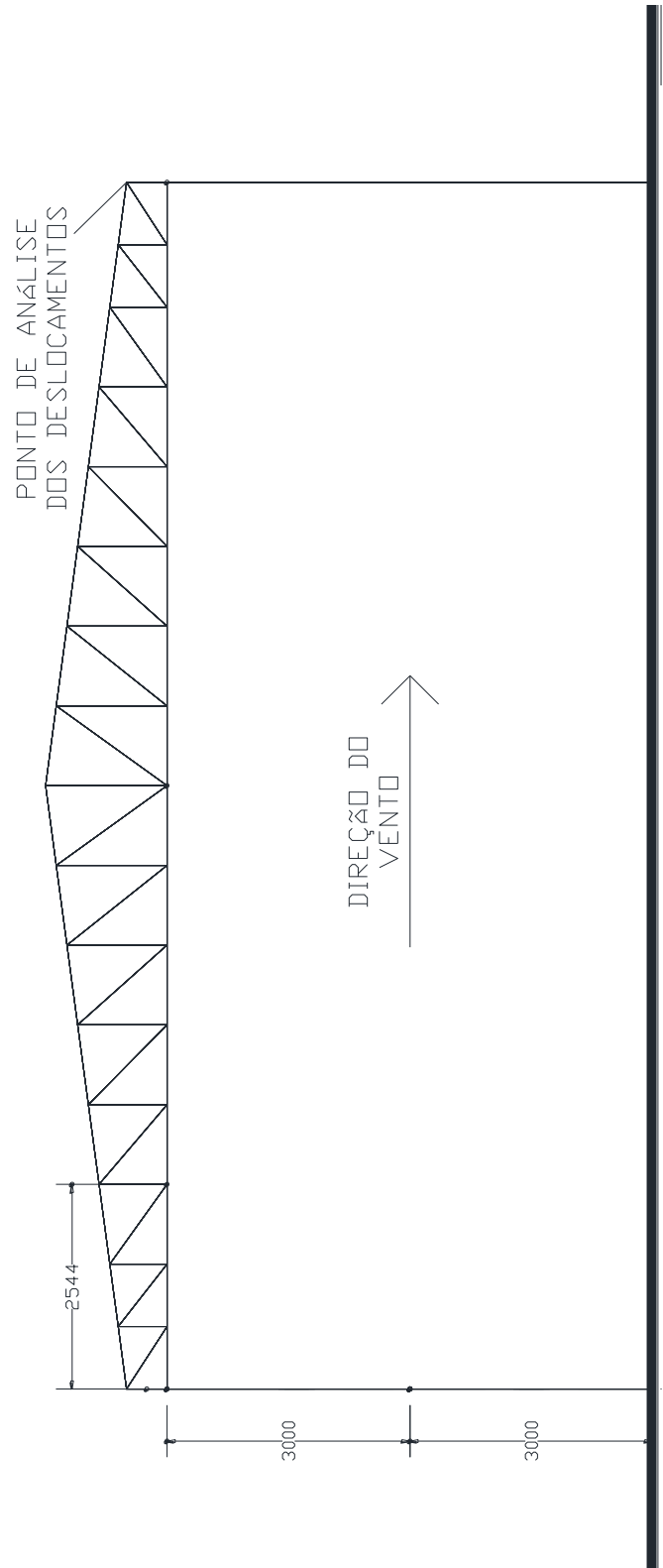
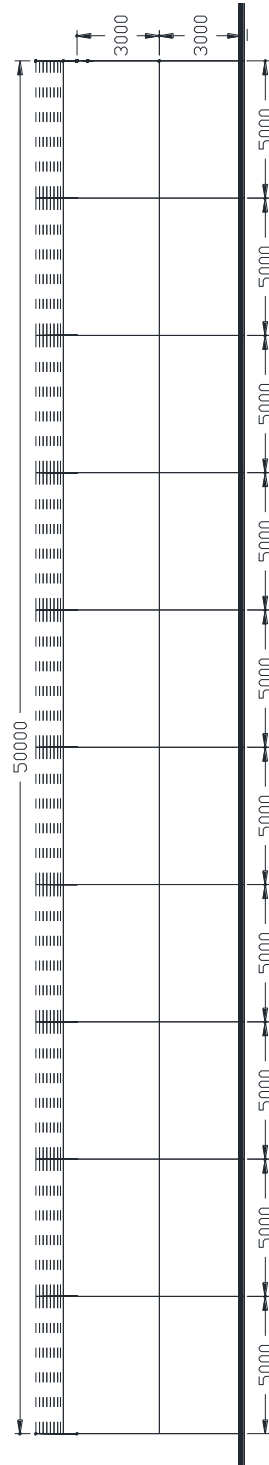


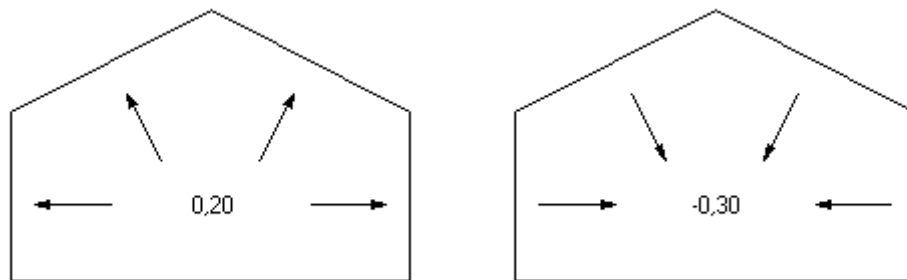
Figura 13 – Vista lateral do galpão metálico (cotas em milímetros);



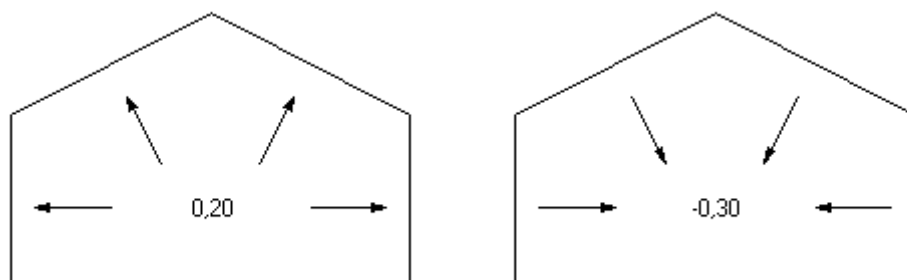
Para a definição da pressão dinâmica, conforme recomendado pela NBR 6123/1988, foi selecionado como local de implantação o Distrito Federal com velocidade básica do vento de 36m/s, fator topográfico (S_1) igual a 1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado), fator que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) igual a 1,04 (rugosidade do terreno categoria I e dimensão da edificação classe B), fator estatístico (S_3) igual a 1,0 (edificação grupo 2), definindo a pressão dinâmica final como 87,59 Kg/m². Os coeficientes de pressão interna para galpão com duas faces opostas permeáveis e duas faces opostas impermeáveis sendo, o vento perpendicular à face permeável igual a +0,2 e o vento perpendicular à face impermeável -0,3 conforme apresentado na Figura 14 a seguir.

Figura 14 – Pressões internas na estrutura do galpão, (a) Vento perpendicular à face permeável, (b) Vento perpendicular à face impermeável;

Vento a 0°



Vento a 90°



(a)

(b)

Para a cobertura foi definido o valor de carregamento relativo ao peso próprio de 8Kgf/m² e, com a aplicação do carregamento de vento foi obtido um deslocamento lateral da cobertura de aproximadamente 17mm.

A seguir encontra-se a tabela que descreve os perfis metálicos utilizados no dimensionamento do Módulo I e suas respectivas posições, indicando também, o maior e o menor percentual de utilização encontrado na análise.

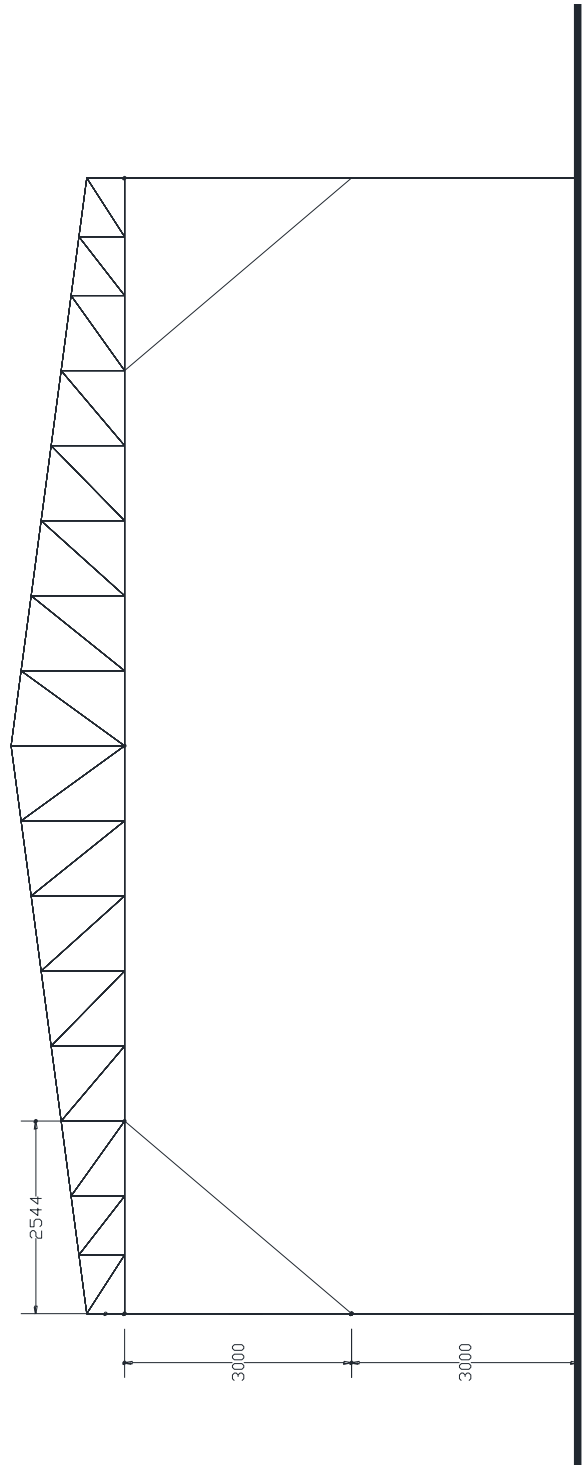
Tabela 2 – Utilização dos perfis metálicos para Módulo I (estrutura não contraventada);

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Montantes, Diagonais e Banzo Superior	C 125 x 75 x 8mm	ASTM A36	10	≈0
Banzos Inferior	CA 200 x 100 x 35 x 3.35mm	ASTM A36	12	≈0
Terças	UENR 100 x 50 x 17 x 2mm	ASTM A36	7	≈0
Pilares	W 200 x 35.9Kgf/m	ASTM A36	39	7

5.1.1. Módulo I – Primeira solução

A primeira solução de contraventamento aplicada ao Módulo I foi baseada em contraventamento vertical excêntrico utilizando um perfil UUE 200x75x20x3,35mm que liga o centro do pilar ao banzo inferior da treliça de cobertura conforme mostra a Figura 15 a seguir:

Figura 15 – Primeira solução de contraventamento para Módulo I; (cotas em milímetros)



Foi obtido um percentual de utilização médio para as barras de contraventamento de aproximadamente 1,81% e uma redução nos deslocamentos laterais de 17mm (estrutura não contraventada) para 1,7mm (estrutura contraventada).

Tabela 3 – Utilização dos perfis na primeira solução de contraventamento para Módulo I;

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Montantes, Diagonais e Banzo Superior	C 125 x 75 x 8mm	ASTM A36	4	0
Banzos Inferior	CA 200 x 100 x 35 x 3.35mm	ASTM A36	6	0
Terças	UENR 100 x 50 x 17 x 2mm	ASTM A36	1	0
Pilares	W 200 x 35.9Kgf/m	ASTM A36	20	6

5.1.2. Módulo I – Segunda solução

A segunda solução de contraventamento aplicada ao Módulo I foi baseada em contraventamento horizontal utilizando perfil dupla cantoneira 2L 100x3,75mm que liga o centro da treliça nos banzos superiores aos quatro pilares mais próximos conforme as Figuras 16 e 17 a seguir:

Figura 16 – Segunda solução de contraventamento para Módulo I (vista superior); (cotas em milímetros)

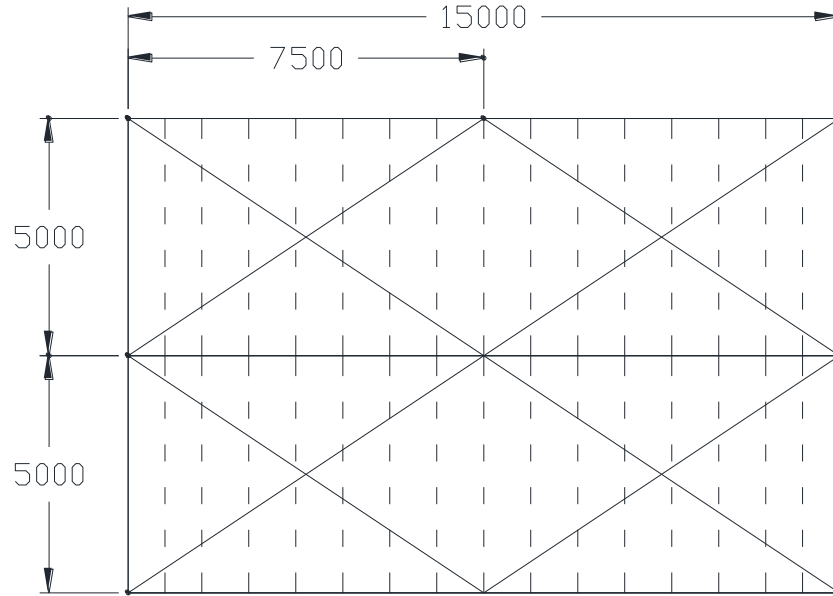
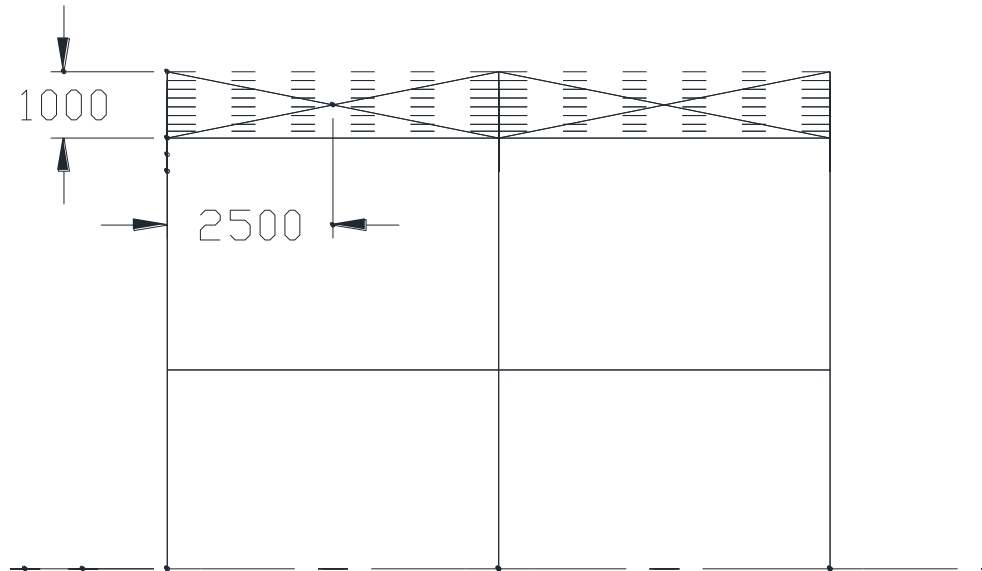


Figura 17 – Segunda solução de contraventamento para Módulo I (vista lateral); (cotas em milímetros)



Foi obtido um percentual de utilização médio para as barras de contraventamento de aproximadamente 1,9% e uma redução nos deslocamentos laterais de 17mm (estrutura não contraventada) para 15,5mm (estrutura contraventada).

Tabela 4 – Utilização dos perfis na segunda solução de contraventamento para Módulo I;

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Montantes, Diagonais e Banzo Superior	C 125 x 75 x 8mm	ASTM A36	10	0
Banzos Inferior	CA 200 x 100 x 35 x 3.35mm	ASTM A36	12	0
Terças	UENR 100 x 50 x 17 x 2mm	ASTM A36	5	0
Pilares	W 200 x 35.9Kgf/m	ASTM A36	36	11

5.1.3. Módulo I – Terceira solução

A terceira solução de contraventamento aplicada ao Módulo I foi baseada em contraventamento vertical utilizando perfil W200x19,3Kgf/m que é utilizado para travamento dos pilares e é obrigatório por norma conforme apresenta a Figuras 3.1.8 a seguir:

Figura 18 –Terceira solução de contraventamento para Módulo I (vista lateral); (cotas em milímetros)



Foi obtido um percentual de utilização médio para as barras de contraventamento que se pode considerar nulo (muito próximo de zero) e não houve redução significativa nos deslocamentos laterais.

Tabela 5 – Utilização dos perfis na terceira solução de contraventamento para Módulo I;

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Montantes, Diagonais e Banzo Superior	C 125 x 75 x 8mm	ASTM A36	10	0
Banzos Inferior	CA 200 x 100 x 35 x 3.35mm	ASTM A36	12	0
Terças	UENR 100 x 50 x 17 x 2mm	ASTM A36	7	0
Pilares	W 200 x 35.9Kg/m	ASTM A36	39	7

A seguir apresenta-se na Tabela 7 os deslocamentos obtidos em cada solução de contraventamento para o Módulo I juntamente com o deslocamento máximo prescrito pelo anexo “C” da NBR 8800/2008 e, como incremento para o resultado final, o peso de aço por área construída em cada solução analisada.

Tabela 6 – Deslocamentos laterais observados no topo estrutura;

Estrutura analisada	Deslocamento máximo prescrito pela NBR 8800 (H/300) (mm)	Deslocamento obtido (mm)	Kgf/m²
Estrutura sem contraventamento	20	17	30,16
Primeira solução de contraventamento		1,7	32,37
Segunda solução de contraventamento		15,5	35,64
Terceira solução de contraventamento		17	33,47

5.2. Módulo II

A segunda estrutura analisada, Módulo II, se trata de um edifício comercial de escritórios com dimensões de 40 metros na maior face e 15 metros na menor. Todas as ligações foram consideradas como engastadas e rígidas e foi considerada contribuição das lajes na estabilização do edifício por meio da aplicação de diafragma rígido para o dimensionamento, o carregamento de vento foi aplicado na direção da maior face do edifício e foi selecionado o ponto de maior deslocamento na cobertura para ser analisado, as dimensões da estrutura podem ser visualizadas nas Figuras 19, 20 e 21. A combinação de esforços utilizada para o dimensionamento considera a carga permanente em sua totalidade, carga de vento como variável principal e sobrecarga de utilização como secundária.

Figura 19 – Vista superior do edifício metálico (cotas em milímetros);

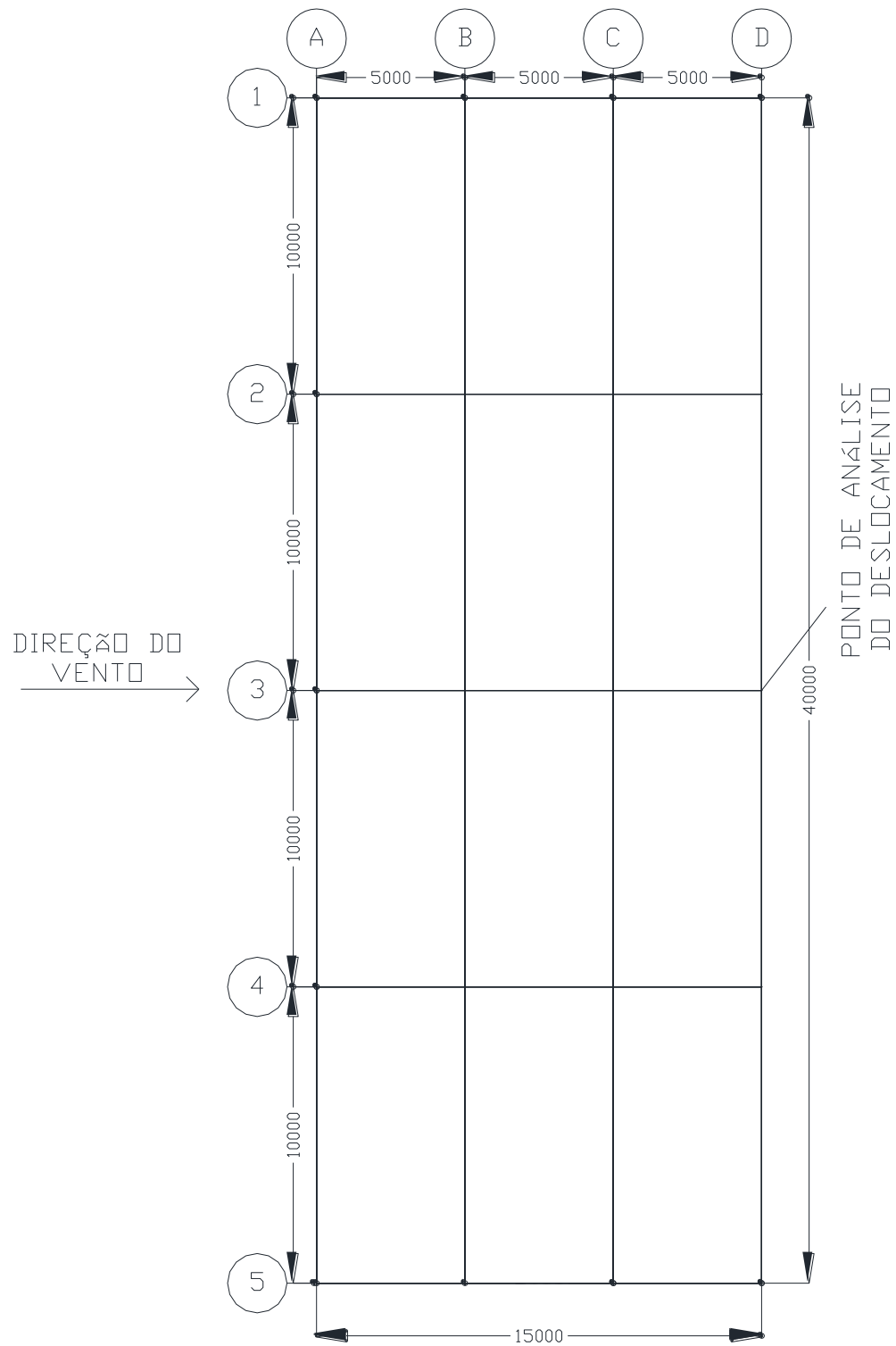


Figura 20 – Vista frontal do edifício metálico (cotas em milímetros);

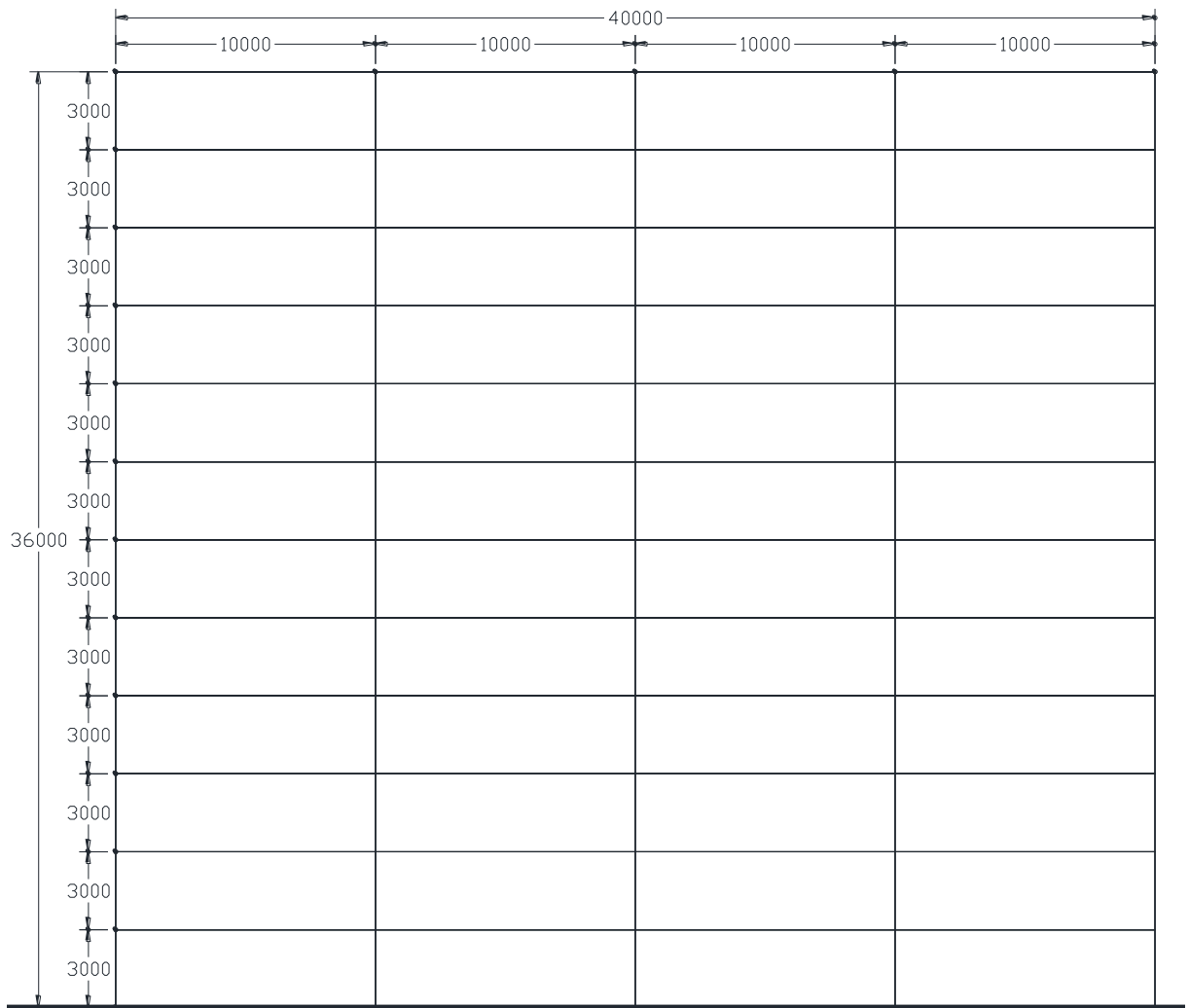
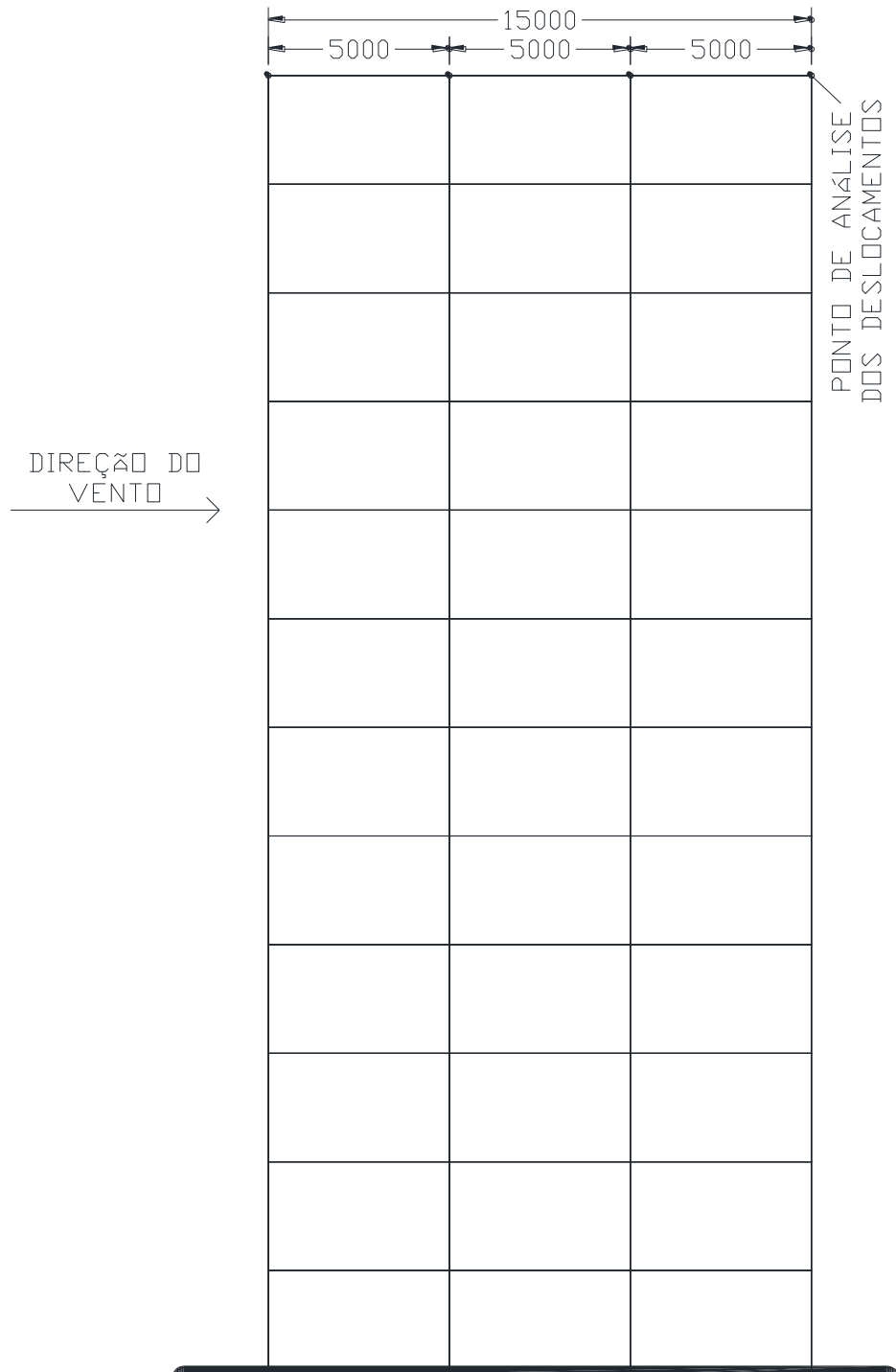
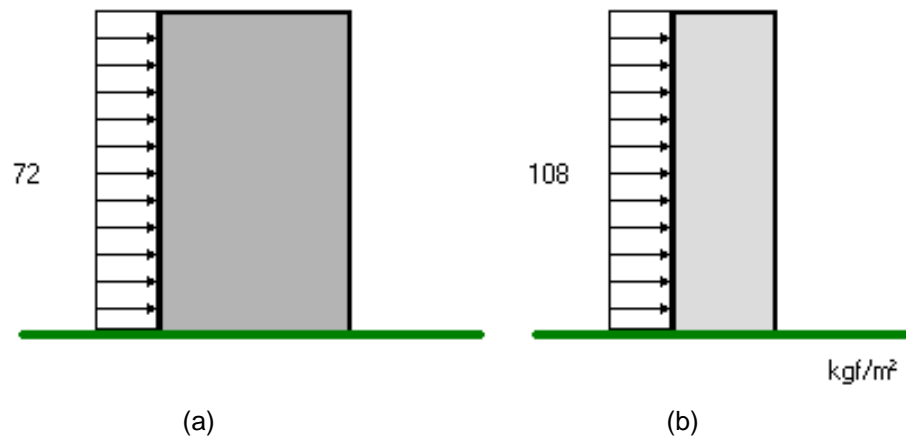


Figura 21 – Vista lateral do edifício metálico (cotas em milímetros);



Para a definição da pressão dinâmica, conforme recomendado pela NBR 6123/1988, foi selecionado como local de implantação o Distrito Federal com velocidade básica do vento de 36m/s, fator topográfico (S_1) igual a 1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado), fator que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) igual a 1,05 (rugosidade do terreno categoria III e dimensão da edificação classe B), fator estatístico (S_3) igual a 1,0 (edificação grupo 2), definindo a pressão dinâmica final como 89,95 Kgf/m². As pressões efetivas reagindo na estrutura são apresentadas na Figura 22 a seguir.

Figura 22 – Pressões de vento na edificação, (a) Pressão na menor face, (b) Pressão na maior face;



Foi definido para dimensionamento o valor de carregamento distribuído de 200Kgf/m² de sobrecarga para utilização, 60Kgf/m² e 15Kgf/m² de revestimento superior e inferior respectivamente e, com a aplicação do carregamento de vento foi obtido um deslocamento lateral de aproximadamente 26mm na cobertura do edifício.

A seguir encontra-se a tabela que descreve os perfis metálicos utilizados no dimensionamento do Módulo II e suas respectivas posições e apresentando os percentuais de utilização das barras mais e menos solicitadas.

Tabela 7 – Utilização dos perfis de metálicos para Módulo II (estrutura não contraventada);

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Pilares Inferiores (Térreo ao 6º Pav)	CS 400x248Kgf/m ²	ASTM A36	58	4
Pilares Superiores (7º Pav ao 12º Pav)	CS 300x122Kgf/m ²	ASTM A36	58	14
Vigas Menor Vão	VS 400x49Kgf/m ²	ASTM A36	65	11
Vigas Maior Vão	VS 500x97Kgf/m ²	ASTM A36	41	24

4.2.1. Módulo II – Primeira solução

A primeira solução de contraventamento aplicada ao Módulo II foi baseada em contraventamento vertical utilizando perfil W200x41,7 que liga os pilares externos com os pilares internos na direção da menor dimensão do edifício conforme as Figuras 23 e 24 a seguir:

Figura 23 – Primeira solução de contraventamento para Módulo II (vista lateral);

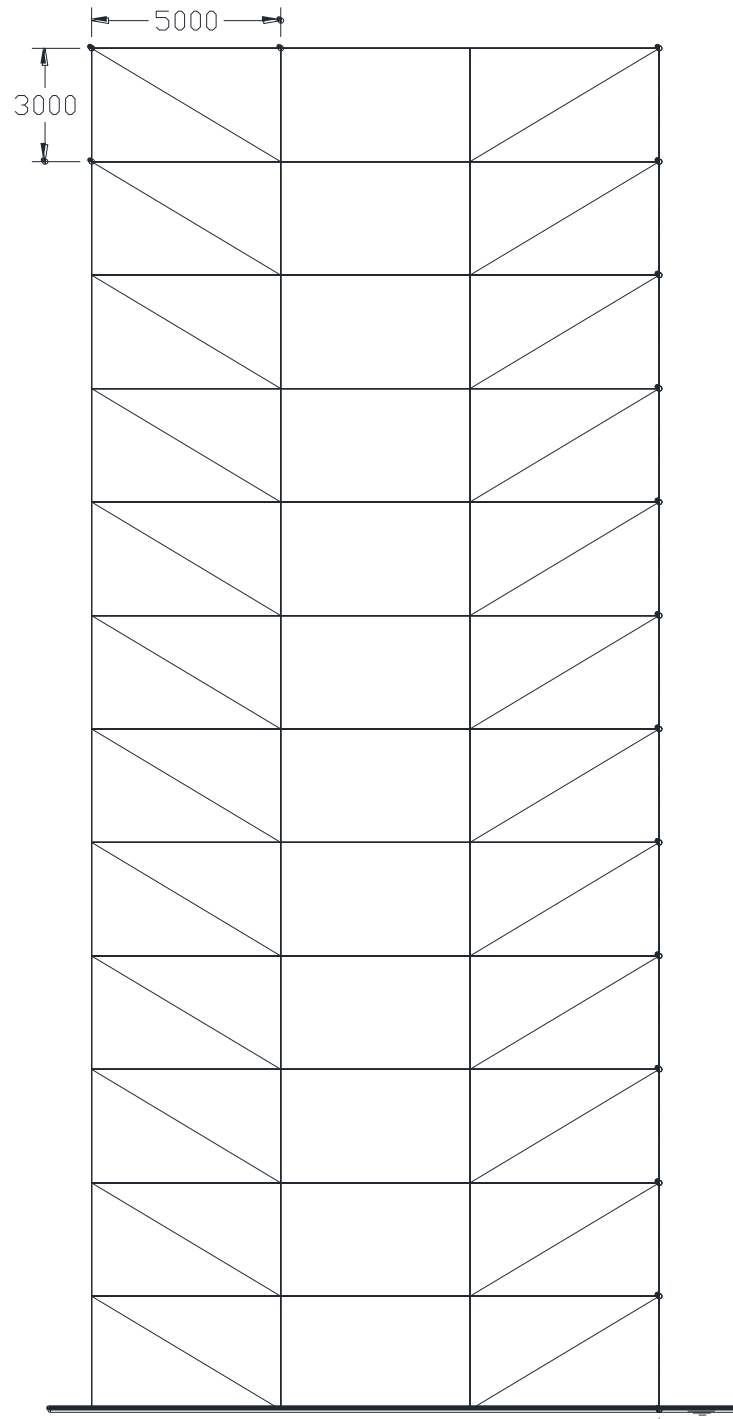
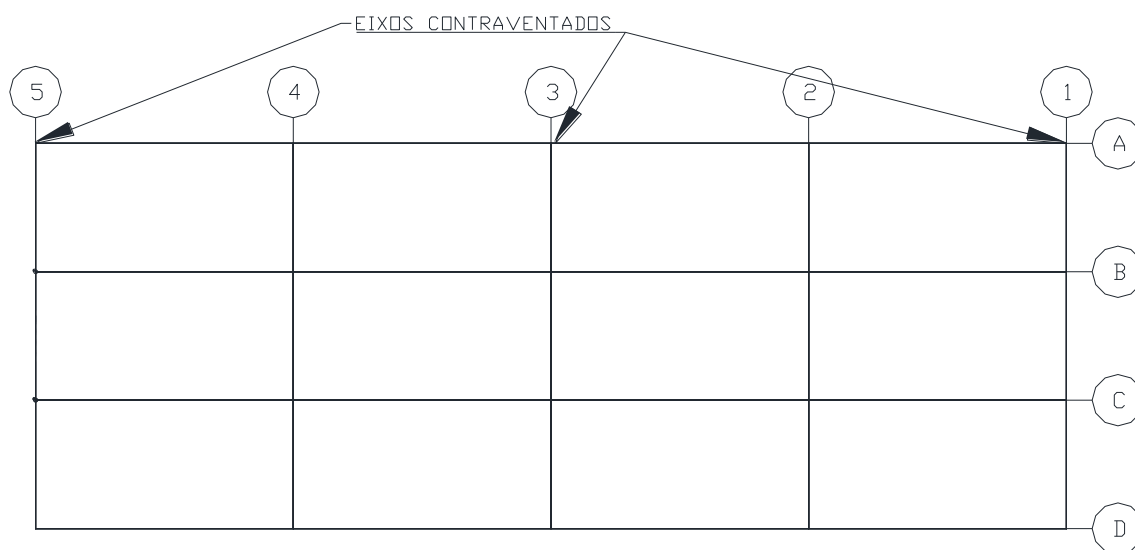


Figura 24 – Primeira solução de contraventamento para Módulo II (vista superior);



Foi obtido um percentual de utilização médio para as barras de contraventamento de aproximadamente 7,64% e uma redução nos deslocamentos laterais de 26mm (estrutura não contraventada) para 8,2mm (estrutura contraventada).

Tabela 8 – Utilização dos perfis na primeira solução de contraventamento para Módulo II;

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Pilares Inferiores (Térreo ao 6º Pav)	CS 400x248Kgf/m²	ASTM A36	54	4
Pilares Superiores (7º Pav ao 12º Pav)	CS 300x122Kgf/m²	ASTM A36	62	15
Vigas Menor Vão	VS 400x49Kgf/m²	ASTM A36	34	11
Vigas Maior Vão	VS 500x97Kgf/m²	ASTM A36	41	24

4.2.2. Módulo II – Segunda solução

A segunda solução de contraventamento aplicada ao Módulo II foi realizada apenas uma pequena modificação na primeira solução a fim de observar a diferença causada no deslocamento final da estrutura, para isso foi inserido um

contraventamento em “X” no vão central de pilares conforme as Figuras 25 e 26 a seguir:

Figura 25 – Segunda solução de contraventamento para Módulo II (vista lateral);

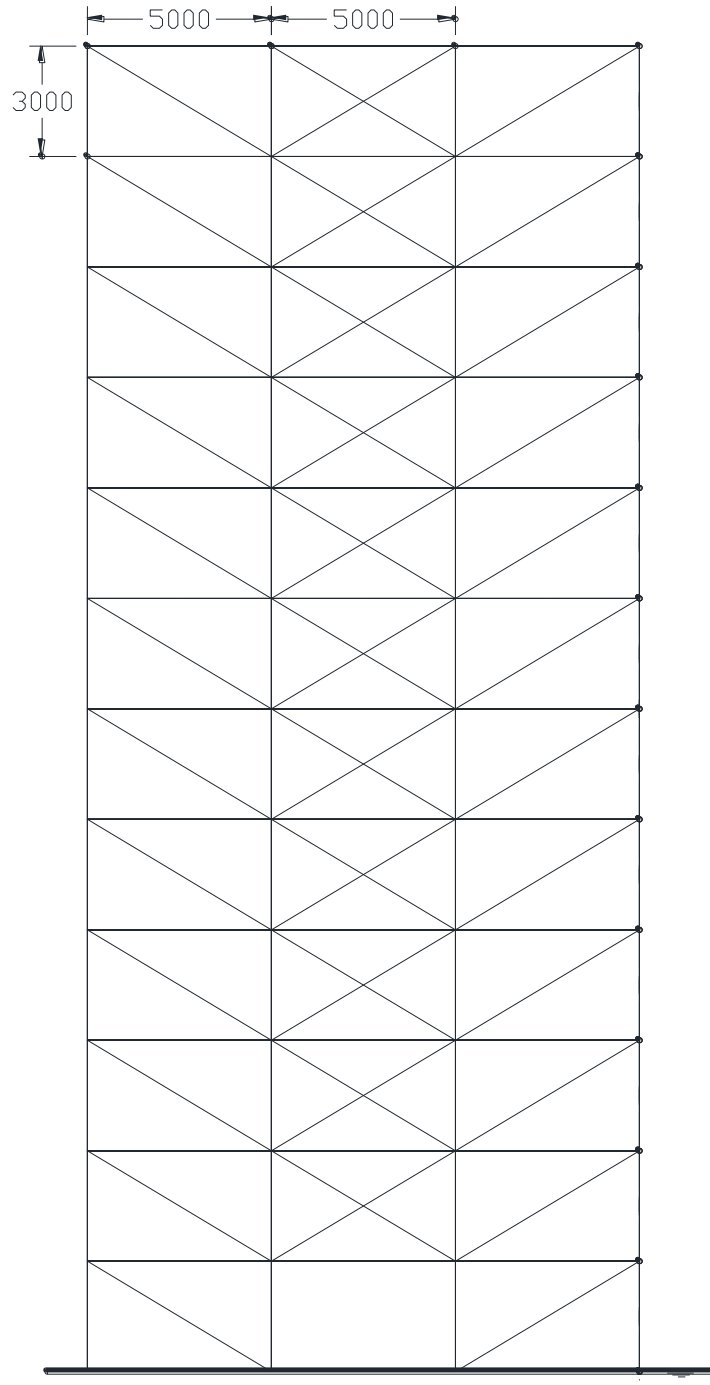
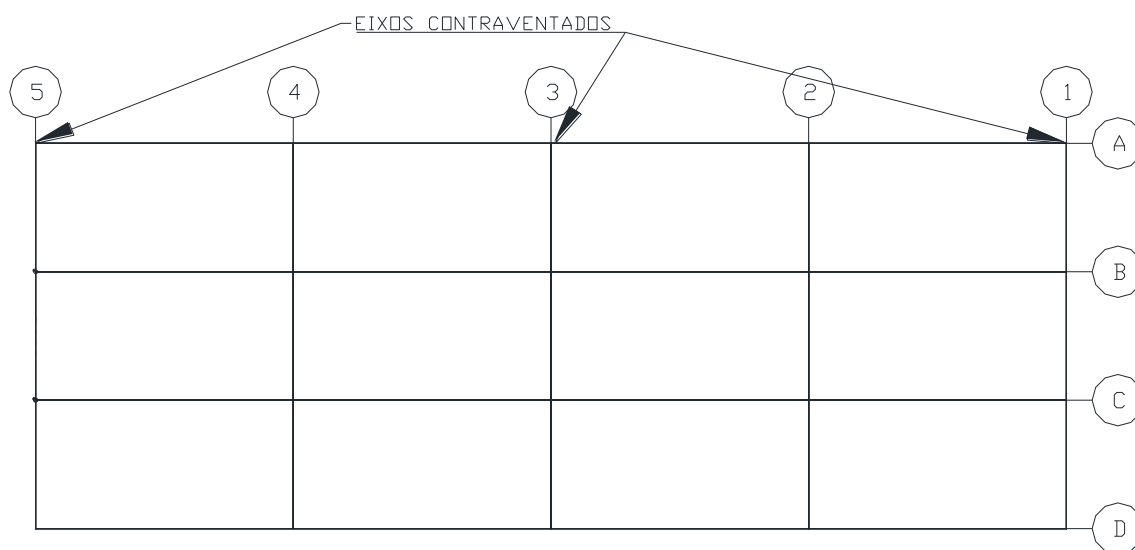


Figura 26 – Segunda solução de contraventamento para Módulo II (vista superior);



Foi obtido um percentual de utilização médio para as barras de contraventamento de aproximadamente 5,97% e uma redução nos deslocamentos laterais de 26mm (estrutura não contraventada) para 4,9mm (estrutura contraventada).

Tabela 9 – Utilização dos perfis na segunda solução de contraventamento para Módulo II;

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Pilares Inferiores (Térreo ao 6º Pav)	CS 400x248Kgf/m ²	ASTM A36	54	4
Pilares Superiores (7º Pav ao 12º Pav)	CS 300x122Kgf/m ²	ASTM A36	60	15
Vigas Menor Vão	VS 400x49Kgf/m ²	ASTM A36	29	11
Vigas Maior Vão	VS 500x97Kgf/m ²	ASTM A36	41	24

4.2.3. Módulo II – Terceira solução

A terceira solução de contraventamento aplicada ao Módulo II foi realizada a “inversão” do contraventamento aplicado na primeira solução, portanto, foi realizado

apenas o contraventamento em “X” no vão central de pilares conforme as Figuras 27 e 28 a seguir:

Figura 27 – Terceira solução de contraventamento para Módulo II (vista lateral);

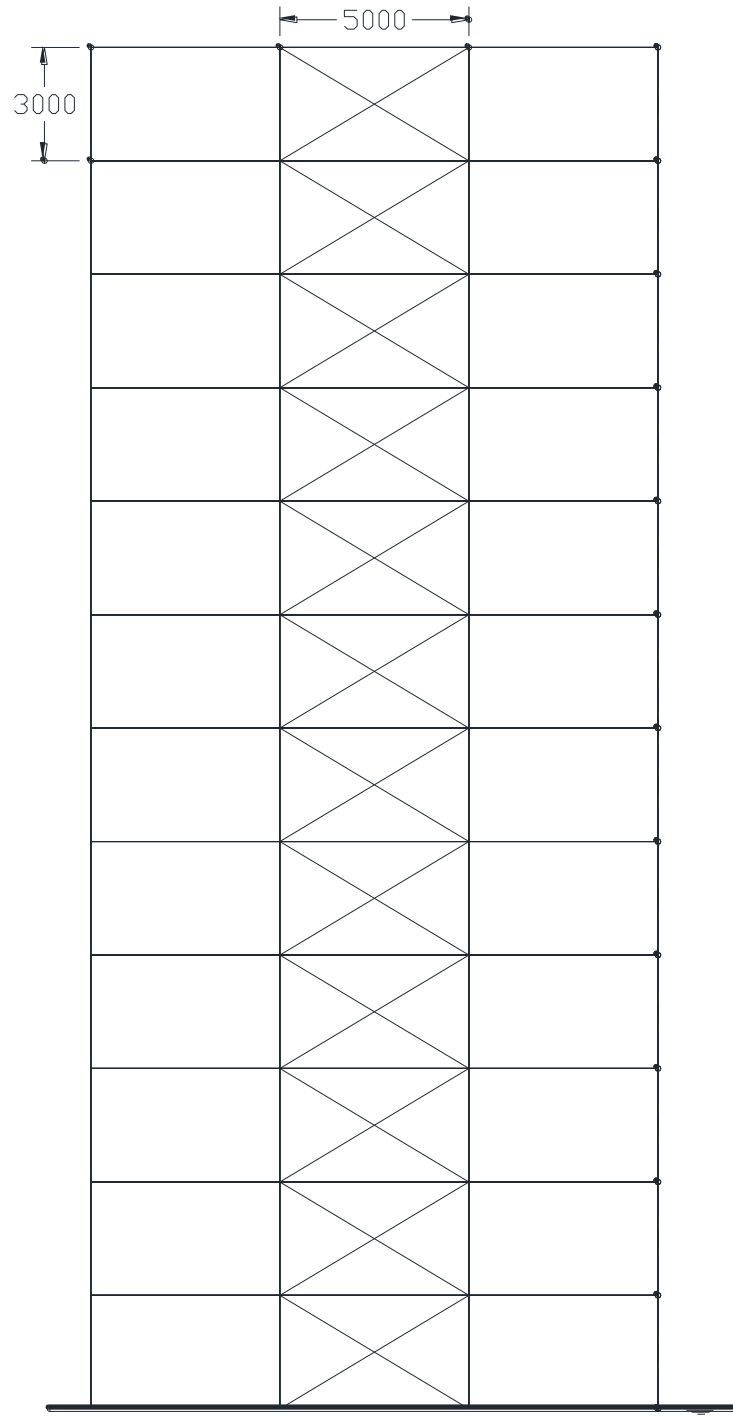
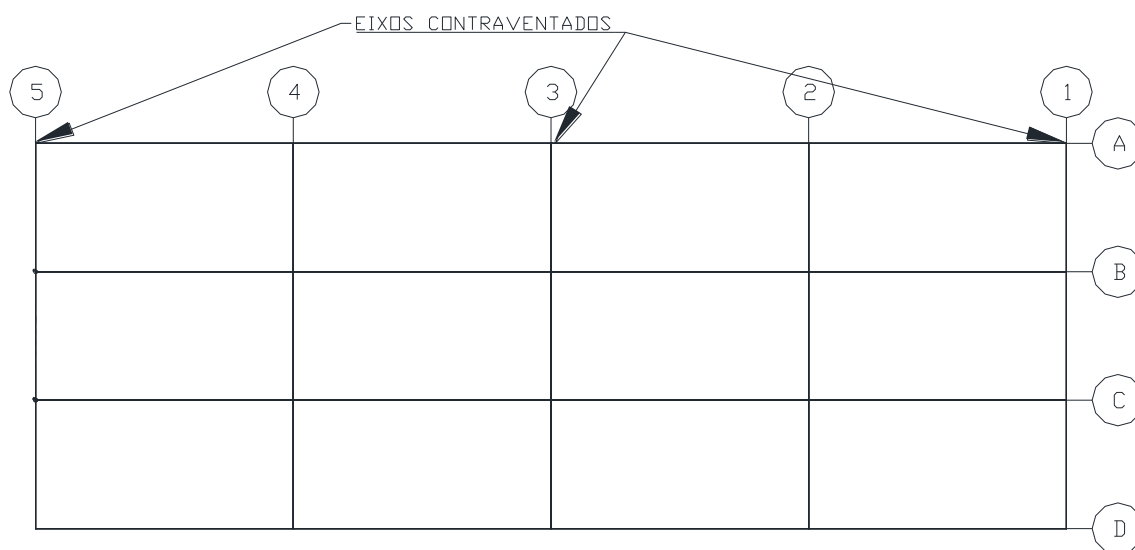


Figura 28 – Terceira solução de contraventamento para Módulo II (vista superior);



Foi obtido um percentual de utilização médio para as barras de contraventamento de aproximadamente 8% e uma redução nos deslocamentos laterais de 26mm (estrutura não contraventada) para 9,5mm (estrutura contraventada).

Tabela 10 – Utilização dos perfis na segunda solução de contraventamento para Módulo II;

Aplicação	Perfil	Aço	PU Máximo (%)	PU Mínimo (%)
Pilares Inferiores (Térreo ao 6º Pav)	CS 400x248Kgf/m²	ASTM A36	60	4
Pilares Superiores (7º Pav ao 12º Pav)	CS 300x122Kgf/m²	ASTM A36	69	14
Vigas Menor Vão	VS 400x49Kgf/m²	ASTM A36	38	11
Vigas Maior Vão	VS 500x97Kgf/m²	ASTM A36	41	25

A seguir apresenta-se na Tabela 12 os deslocamentos obtidos em cada solução de contraventamento para o Módulo II juntamente com o deslocamento máximo prescrito pelo anexo “C” da NBR 8800/2008 e, como incremento para o resultado final, o peso de aço por área construída em cada solução analisada não considerando o peso do aço utilizado nas lajes.

Tabela 11 – Deslocamentos laterais observados no topo estrutura;

Estrutura analisada	Deslocamento máximo prescrito pela NBR 8800 (H/400) (mm)	Deslocamento obtido (mm)	Kgf/m ²
Estrutura sem contraventamento	90	26	50,58
Primeira solução de contraventamento		8,2	53,01
Segunda solução de contraventamento		4,9	54,50
Terceira solução de contraventamento		9,5	52,81

5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Pode-se concluir com os resultados apresentados que, não houve redução ou aumento significativo no percentual de utilização das barras dos Módulos I e II para qualquer uma das soluções propostas de contraventamento, porém foi encontrada grande utilização na implantação destes contraventamentos quando se trata da redução dos deslocamentos laterais em estruturas metálicas.

Na comparação dos deslocamentos dos módulos I e II e suas respectivas soluções de contraventamento observa-se primeiramente que, todas as estruturas contraventadas ou não, apresentaram deslocamento máximo dentro do prescrito pela NBR 8800/2008 em seu Anexo C onde a norma define os deslocamentos máximos para galpões metálicos e edifícios metálicos.

Foi observado para o Módulo I uma redução no deslocamento lateral de 90%, encontrado na primeira solução que se apresentou como mais eficiente, contra uma redução basicamente nula para a terceira solução de contraventamento, que é obrigatória segundo a NBR 8800/2008.

Para o Módulo II observou-se que a mais eficaz, ao se tratar de redução de deslocamento lateral foi segunda solução com uma redução de 81,15% em comparação com a estrutura original, porém com um consumo maior de aço, o que pode ser definitivo na escolha da estrutura que será construída.

Por fim sugere-se para pesquisas futuras:

- A comparação dos deslocamentos laterais entre estruturas de concreto armado e estruturas metálicas;
- O estudo de viabilidade econômica para a execução de diferentes tipos de contraventamento levando em consideração a mão de obra e o tempo de execução;

- A análise da eficácia de diferentes tipos de contraventamentos em um único modelo estrutural no que se trata de redução de deslocamentos laterais;
- A comparação entre estruturas com diferentes tipos de contraventamentos e estruturas com único sistema de contraventamento;
- Análise da utilização de contraventamentos em estruturas mistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2008.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificações: Procedimento. 1988.

DÓRIA, André Santos. **ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO COM BASE NO CONCEITO DE FORÇAS HORIZONTAIS FICTÍCIAS**. São Carlos, 2007.

MACHADO, Rafael Tamanini. **ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA DO PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES COM ESTRUTURA DE AÇO**. São Carlos, 2012

CHAVES, José Roberto Ferreira. **ANÁLISE DINÂMICA DE PÓRTICOS METÁLICOS CONTRAVENTADOS**. Brasília, 2009.

BELEIGOLI, Edézio Antônio. **EFICIÊNCIA DOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS DE AÇO DOTADOS DE PONTES ROLANTES**. Ouro Preto, 2004.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA/CBCA. **GALPÕES PARA USOS GERAIS – 3ª EDIÇÃO**. Rio de Janeiro, 2004.

GALAMBOS, T. V. **GUIDE TO STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES**. JHON WILEY & SONS, 1998.

DÓRIA, A.S. **Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

KANCHANALAI, T.; LE-WU, L. **Analysis and design of framed columns under minor axis bending**. Engineering Journal, 1979.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E. **Steel structures: design and behavior, emphasizing load and resistance factor design**. 4. ed. New York: Harper Collins, 1996.

TALLIN, A.; ELLINGWOOD, B. **Serviceability limit states: wind induced vibrations**. Journal of Structural Engineering, v. 110, n. 10, Oct. 1984.

WEST, M.; FISHER, J. **Serviceability Design Considerations for steel buildings**.
2. ed. Chicago: AISC, 2003.